

PERENCANAAN KONSTRUKSI DINDING PENAHAN TANAH PADA *UNDERPASS* PTC, SURABAYA

Nama Mahasiswa : Ronald Adi Saputro
NRP : 3110100027
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Konsultasi : Ir. Suwarno, M.Eng.
: Musta'in Arief, ST, MT.

Abstrak

Surabaya adalah kota dengan terbesar ke 2 di Indonesia. Surabaya tahun 2012 jumlah penduduk kota Surabaya sebanyak 3.110.187 jiwa, ditambah pertumbuhan penduduk sebesar 1,62% per tahun sangat berdampak untuk kota Surabaya. Besarnya jumlah penduduk membuat transportasi di kota Surabaya menjadi padat.

Tingginya aktifitas transportasi di kota Surabaya mengakibatkan kemacetan pada saat jam kerja, selain itu peningkatan kendaraan bermotor setiap tahunnya tidak diimbangi oleh kapasitas jalan raya yang sudah ada. Kawasan bundaran PTC terletak di antara pusat bisnis dan area sekolah sehingga pada saat jam sibuk pasti akan terjadi kemacetan. Dilakukan analisa kelayakan untuk menanggulangi kemacetan di bundaran PTC ini, didapatkan solusi *underpass*. Perencanaan *underpass* direncanakan sepanjang 100 meter, dengan panjang jalan yang akan digali sepanjang 600 meter. Lebar Jalan yang akan digali selebar 28 meter, diperuntukan 2 jalur 4 lajur. Perencanaan dinding penahan tanah dalam pembangunan *underpass* PTC memiliki 3 alternatif yaitu Secant Pile , Diaphragm Wall , Sheet Pile. Data tanah daerah sekitar menunjukkan permasalahan tanah lunak pada pembangunan *underpass* PTC ini.

Alternatif perencanaan yang dilakukan pada dinding penahan tanah Underpass PTC dapat dilakukan dengan metode

diafragma wall, secant pile, dan sheet pile. Didapatkan total biaya Rp. 46.496.648.640,00 untuk kombinasi desain secant pile dan sheet pile, Rp. 52.746.657.840,00 untuk kombinasi desain diafragma wall dan sheet pile.

Dengan direncanakannya alternatif ini, didapatkan kesimpulan perencanaan menggunakan kombinasi desain secant pile dan sheet pile. Kombinasi perencanaan ini yang paling efektif dan ekonomis, sehingga pada perencanaan-perencanaan yang memiliki masalah serupa bisa diatasi dengan cepat dan efisien.

Kata Kunci : Underpass, Dinding Penahan Tanah, Diaphragm Wall, Secant Pile, Sheet Pile

RETAINING WALL CONSTRUCTION PLAN FOR PTC UNDERPASS , SURABAYA

NamaMahasiswa : Ronald Adi Saputro
NRP : 3110100027
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
DosenKonsultasi : Ir. Suwarno, M.Eng.
: Mustai'in Arief, ST, MT.

Abstrak

Surabaya is second biggest city in Indonesia. In 2012 the population of Surabaya exceeding 3.110.187 people, with population growth around 1,62% each year, giving a tremendous impact to Surabaya city growth. The sheer size of population in Surabaya makes the traffic a real problem in people daily lives.

The intensity of traffic activity in Surabaya causes traffic jam at peak hour, also with yearly increase on motorcycle usage that unbalanced with existing road segment. PTC roundabout located between business area and school district, causing major traffic problem at peak hour.

With feasibility analysis used to tackle congestion at the PTC roundabout, underpasses is concluded as a feasible solution. The underpass is planned for about 100 meters long, with a length of road to be excavated about 600 meters. The road width will be dug 28 meters wide, intended for 2 lane 4 section. There are three retaining wall plan option for PTC underpass, namely the secant Pile, Diaphragm Wall, and Sheet Pile. Data from surrounding land indicating soft ground problem on the construction of the underpass PTC.

Alternative planning done on a retaining wall Underpass PTC can be done by the method of diaphragm wall, secant pile and sheet pile. The total cost obtained around Rp. 46.496.648.640,00 using the combination of secant pile and sheet pile design, and Rp. 52.746.657.840,00 using the combination of sheet pile and wall diaphragm design.

With this alternative planned, it was concluded that project manager advised to use the combination of sheet pile and secant pile design. The combination of this design is the most effective and economical, so the other project with similar problems can be solved quickly and efficiently.

Kata Kunci : Underpass, Dinding Penahan Tanah, Diaphragm Wall, Secant Pile, Sheet Pile

BAB II

STUDI PUSTAKA

2.1 Tanah

Dalam pengertian teknik secara umum, tanah didefinisikan sebagai material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong di antara partikel-partikel padat tersebut (Das, Endah, & Mochtar, 1996).

2.2 Parameter Data Tanah

2.2.1 Klasifikasi Tanah

Sistem klasifikasi tanah adalah suatu sistem (Hadihardaja, 1997) pengaturan beberapa jenis tanah yang berbeda-beda tapi mempunyai sifat yang serupa ke dalam kelompok-kelompok berdasarkan pemakaiannya. Sistem klasifikasi tanah memberikan suatu bahasa yang mudah untuk menjelaskan secara singkat sifat-sifat umum tanah yang sangat bervariasi tanpa penjelasan yang terinci. Klasifikasi ini penting untuk diketahui, karena menggambarkan secara sepintas keadaan tanah pada saat perencanaan dan pelaksanaan sebuah bangunan. Sehingga klasifikasi tanah diperlukan untuk hal-hal sebagai berikut :

1. Perkiraan hasil eksplorasi tanah (persiapan log-bore tanah dan peta tanah).
2. Perkiraan standar kemiringan lereng dari penggalian tanah atau tebing.
3. Perkiraan pemilihan bahan (penentuan tanah yang harus disingkirkan, pemilihan tanah dasar, bahan timbunan, dan lain-lain).

4. Pemilihan jenis metode konstruksi dan peralatan untuk konstruksi (pemilihan cara penggalian dan rancangan penggalian).
5. Perkiraan kemampuan peralatan untuk konstruksi.
6. Rencana pekerjaan/pembuatan lereng dan tembok penahan tanah (pemilihan jenis konstruksi dan perhitungan tekanan tanah).

Sistem klasifikasi tanah dapat berdasarkan beberapa metode yaitu:

1. ASTM D 2847-66T
2. Unified Soil Classification

2.2.2 Analisa Data Tanah

Data tanah di lokasi proyek yang didapatkan berupa harga-harga SPT dari setiap meter kedalaman. Kemudian dengan beberapa metode di bawah ini, harga-harga SPT dapat dikorelasikan kedalam harga-harga karakteristik tanah.

Tabel 2.1 Korelasi Nilai SPT dengan Parameter Karakteristik Tanah
Sumber : Bowles, 1984

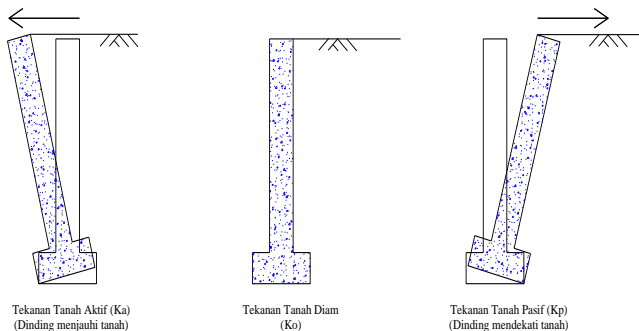
Cohesionless Soil / Sol Pulverent					
N (blows)	0-3	4-10	11-30	31-50	>50
γ (KN/m ³)	-	12-16	14-18	16-20	18-23
ϕ (°)	-	25-32	28-36	30-40	>35
State	Very Loose	Loose	Medium	Dense	Very Dense
Dr (%)	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100
Cohesive Soil / Sol Coherent					
N	<4	4-6	6-15	16-25	>25
γ (KN/m ³)	14-18	16-18	16-18	16-20	>20
Qu	<25	20-50	30-60	40-400	>100
Consistency	Very Soft	Soft	Medium	Stiff	Hard

2.3 Menghitung Tekanan Tanah Lateral

Dalam buku Mekanika Tanah Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknika Jilid II, Braja M. Das(1996) di jelaskan konsep tekanan tanah lateral sangat penting untuk masalah-masalah stabilitas tanah, pemasangan batang-batang penguat pada galian, desain dinding penahan tanah, dan pembentukan tahanan tarik dengan memakai berbagai jenis peralatan angkur. Agar dapat merencanakan konstruksi penahan tanah dengan benar, maka kita perlu mengetahui gaya horizontal yang bekerja antara konstruksi penahan tanah dan massa tanah yang ditahan. Tekanan lateral tanah dapat dibagi menjadi 3 kategori, yaitu:

- Jika dinding tidak bergerak K menjadi koefisien tekanan tanah diam (K_0)
- Jika dinding bergerak menekan ke arah tanah hingga runtuh, koefisien K mencapai nilai maksimum yang dinamakan tekanan tanah pasif (K_p)
- Jika dinding menjauhi tanah, hingga terjadi keruntuhan, nilai K mencapai minimum yang dinamakan tekanan tanah aktif (K_a)

Gambar di bawah ini mendeskripsikan tentang arah pergerakan dinding menurut tekanan lateral yang bekerja.



Gambar 2.1 Jenis Tekanan Tanah Berdasarkan Arah Pergerakan Dinding

(Sumber: Weber, 2010)

Jenis tanah, tinggi dinding dan tekanan lateral yang bekerja mempengaruhi besarnya perpindahan dinding penahan tanah. Tabel di bawah ini mendeskripsikan tentang korelasi jenis tanah, tinggi dinding dan perpindahan dinding akibat tekanan lateral tanah yang bekerja.

Tabel 2.2 Hubungan Jenis Tanah, Tinggi Dinding & Perpindahan Dinding Untuk Tekanan Aktif

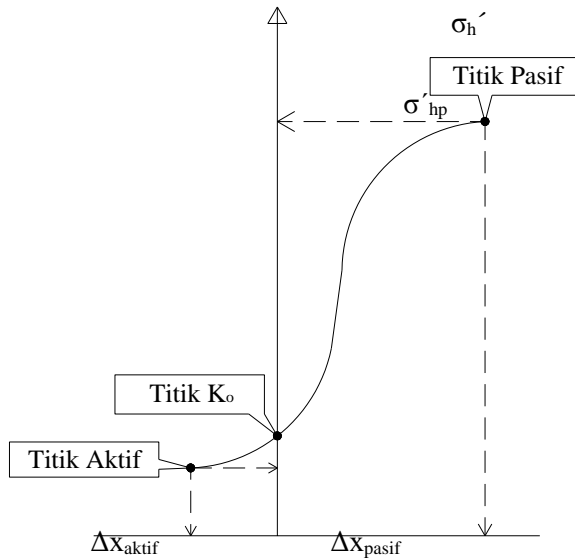
Jenis Tanah	Δx Aktif
Pasir Padat	$0,001H - 0,002H$
Pasir Lepas	$0,002H - 0,004H$
Lempung Keras	$0,01H - 0,02H$
Lempung Lunak	$0,02H - 0,05H$

(Sumber: Gouw, 2009)

Tabel 2.3 Hubungan Jenis Tanah, Tinggi Dinding & Perpindahan Dinding Untuk Tekanan Pasif

Jenis Tanah	Δx Pasif
Pasir Padat	$0,005H$
Pasir Lepas	$0,01H$
Lempung Keras	$0,01H$
Lempung Lunak	$0,05H$

(Sumber: Gouw, 2009)



Gambar 2.2 Grafik Arah Perpindahan Dinding Terhadap Tekanan Yang Bekerja
(Sumber: Gouw, 2009)

Beberapa teori tentang tekanan tanah aktif dan pasif, serta tekanan tanah diam adalah teori Rankine dan Coulomb. Adapun penjelasan mengenai teori-teori tersebut adalah sebagai berikut:

Menurut Teori Rankine (1857)

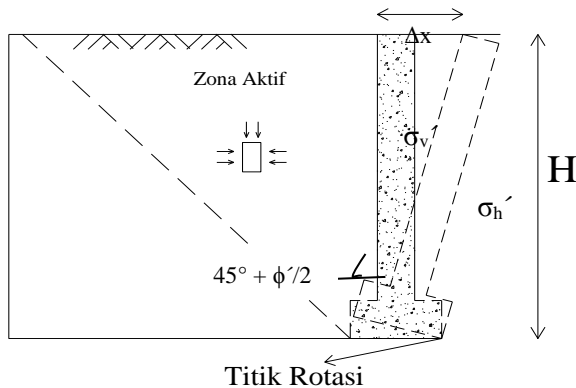
Teori Rankine berasumsi bahwa:

- Tidak ada adhesi atau friksi antara dinding dengan tanah (friksi sangat kecil sehingga diabaikan).
- Tekanan lateral terbatas hanya untuk dinding vertikal 90° .
- Kelongsoran (pada urugan) terjadi sebagai akibat dari pergeseran tanah yang ditentukan oleh sudut geser tanah (ϕ').

- Tekanan lateral bervariasi linier terhadap kedalaman dan resultan tekanan yang berada pada sepertiga tinggi dinding, diukur dari dasar dinding.
- Resultan gaya bersifat paralel terhadap permukaan urugan.

1. Tekanan Tanah Aktif (K_a) Menurut Rankine

Disebut tekanan tanah aktif jika tekanan yang bekerja mengakibatkan dinding menjauhi tanah yang ditahan, seperti ditunjukkan oleh gambar di bawah ini:



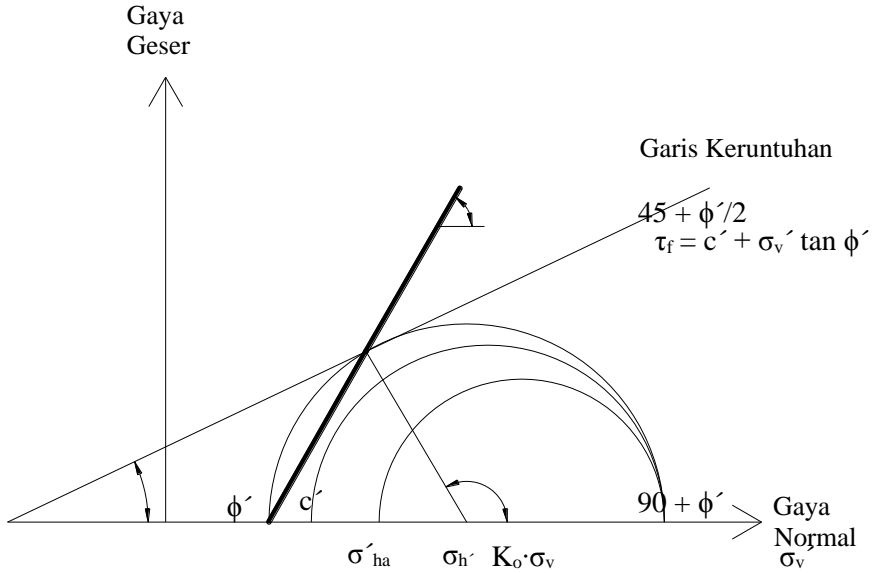
Gambar 2.3 Tekanan Tanah Aktif

Keruntuhan tanah mengikuti prinsip lingkaran Mohr (Mohr-Coulomb). Jika pergerakan dinding membuat Δx semakin besar, maka pada akhirnya, lingkaran Mohr akan menyentuh garis keruntuhan (Menurut Rankine, sudut keruntuhan adalah sebesar $(45 + \frac{\phi'}{2})$, sehingga keruntuhan akan terjadi. Tahanan geser tanah mengikuti persamaan:

$$\tau_f = c' + \sigma_v' \tan \phi'$$

dimana:

- τ_f : tahanan geser tanah
 σ'_v : tekanan efektif tanah
 c' : kohesi tanah
 ϕ' : sudut geser tanah



Gambar 2.4 Lingkaran Mohr Tekanan Aktif

Besar gaya-gaya yang bekerja mengikuti persamaan sebagai berikut:

$$\sigma'_v = \sigma'_1$$

$$\sigma'_h = \sigma'_3$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$\sigma'_3 = \sigma'_1 \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$$

dimana:

$$\begin{aligned}
 \sigma'_h &: \text{tekanan lateral tanah} \\
 \sigma'_v &: \text{tekanan efektif tanah} \\
 c' &: \text{kohesi tanah} \\
 \phi' &: \text{sudut geser tanah} \\
 K_a &: \text{koefisien tekanan tanah aktif, } K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)
 \end{aligned}$$

Karena $K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$, maka besar tekanan saat terjadi keruntuhan menggunakan persamaan yang dikenal dengan nama *Bell's Equation*, yaitu:

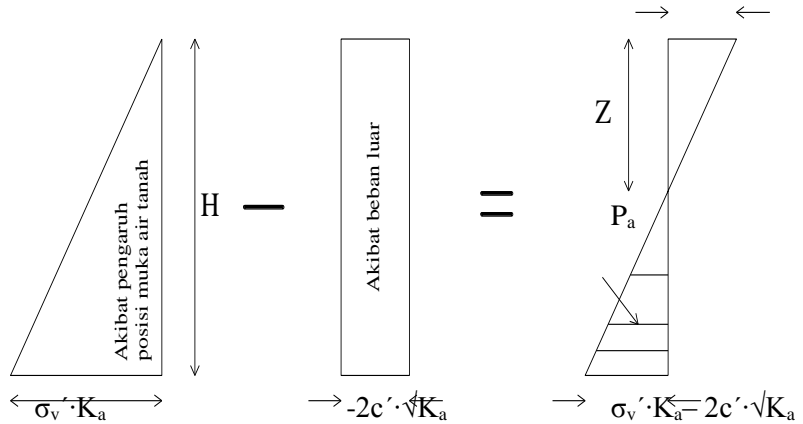
$$\begin{aligned}
 \sigma'_{ha} &= \sigma'_v \cdot \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \cdot \tan \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \\
 \sigma'_{ha} &= \sigma'_v \cdot K_a - 2c' \sqrt{K_a}
 \end{aligned}$$

dimana:

$$\begin{aligned}
 \sigma'_{ha} &: \text{tekanan lateral aktif} \\
 \sigma'_v &: \text{tekanan efektif tanah} \\
 c' &: \text{kohesi tanah} \\
 \phi' &: \text{sudut geser tanah} \\
 K_a &: \text{koefisien tekanan tanah aktif,} \\
 K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)
 \end{aligned}$$

Resultan tekanan aktif akibat beban luar dan pengaruh air dapat dideskripsikan oleh gambar berikut ini:

\



Gambar 2.5 Resultan Tekanan Tanah Aktif

Total tekanan tanah yang bekerja dirumuskan mengikuti:

$$P_a = 0,5 \gamma' \cdot H \cdot K_a - 2c' \cdot \sqrt{K_a}$$

dimana:

P_a : total tekanan tanah aktif

σ'_v : tekanan efektif tanah

c' : kohesi tanah

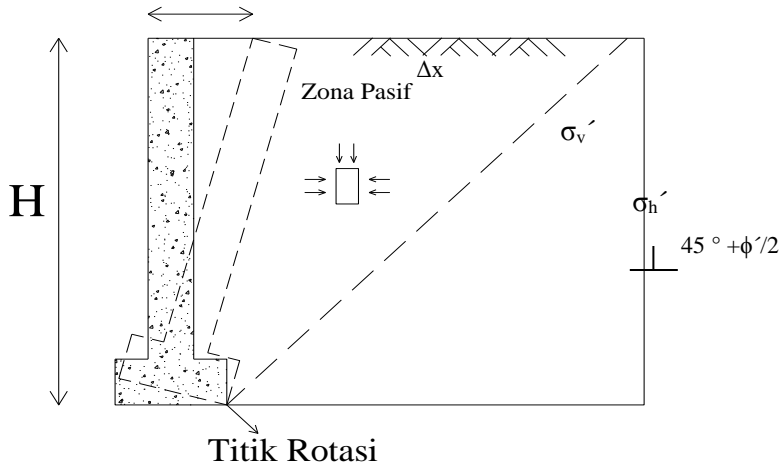
H : tinggi dinding penahan tanah

K_a : koefisien tekanan tanah aktif, $K_a = \tan^2$

$$\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)$$

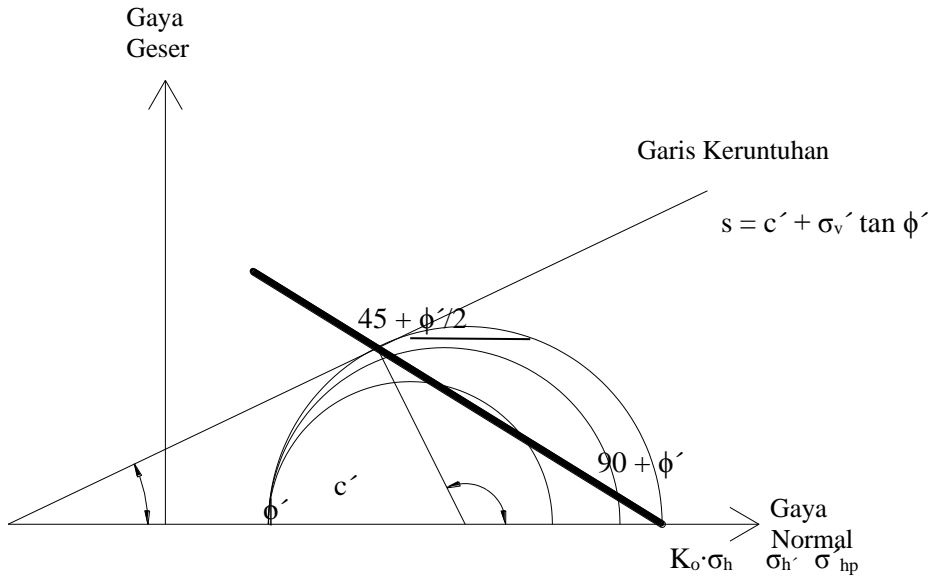
2. Tekanan Tanah Pasif (K_p) Menurut Rankine

Disebut tekanan tanah pasif jika tekanan yang bekerja mengakibatkan dinding mendekati tanah yang ditahan.



Gambar 2.6 Tekanan Tanah Pasif

Keruntuhan tanah mengikuti prinsip lingkaran Mohr (Mohr-Coulomb). Jika pergerakan dinding membuat Δx semakin besar, maka pada akhirnya, lingkaran Mohr akan menyentuh garis keruntuhan. Tahanan geser tanah mengikuti persamaan



Gambar 2.7 Lingkaran Mohr Tekanan Pasif

Besar gaya-gaya pada gambar di atas adalah sebagai berikut:

$$\sigma_v' = \sigma_3'$$

$$\sigma_h' = \sigma_1'$$

$$\sigma_1' = \sigma_3' \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

dimana:

σ_h' : tekanan lateral tanah

σ_v' : tekanan efektif tanah

c' : kohesi tanah

ϕ' : sudut geser tanah

$$K_p : \text{koefisien tekanan tanah aktif, } K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Karena $K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$, maka besar tekanan lateral saat terjadi keruntuhan mengikuti persamaan:

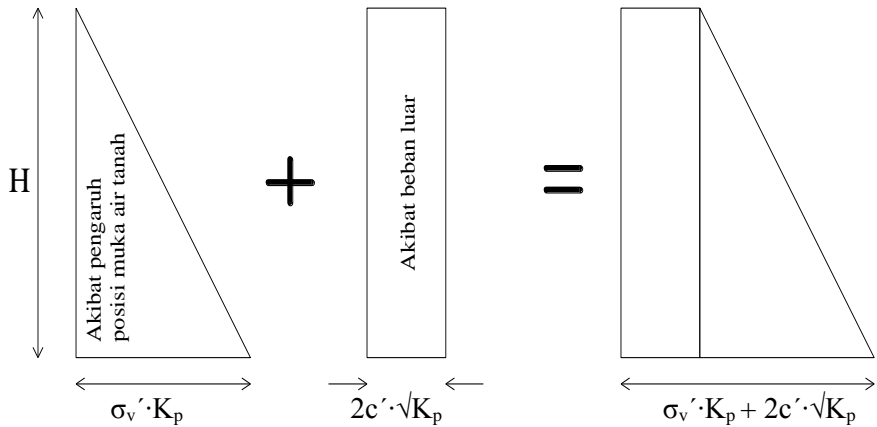
$$\sigma'_{hp} = \sigma'_v \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \cdot \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$\sigma'_{hp} = \sigma'_v \cdot K_p + 2c' \sqrt{K_p}$$

dimana:

$$\begin{aligned} \sigma'_{hp} &: \text{tekanan lateral pasif} \\ \sigma'_v &: \text{tekanan efektif tanah} \\ c' &: \text{kohesi tanah} \\ \phi' &: \text{sudut geser tanah} \\ K_p &: \text{koefisien tekanan tanah aktif, } K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \end{aligned}$$

Resultan tekanan pasif akibat beban luar dan pengaruh air dapat dideskripsikan sebagai berikut:



Gambar 2.8 Resultan Tekanan Tanah Pasif

Total tekanant tanah yang bekerja dirumuskan sebagai berikut:

$$P_p = 0,5\gamma \cdot H \cdot K_a + 2c' \cdot \sqrt{K_a}$$

Besar rasio umum koefisien tekanan lateral tanah dapat diperkirakan melalui tabel di bawah ini:

Tabel 2.4 Rasio Koefisien Tekanan Tanah

Rasio Umum Koefisien Tekanan Lateral	
Tanah Non Kohesif	Tanah Kohesif
K_p	K_p
Mar-14	01-Feb
K_0	K_0
0,4 – 0,6	0,4 – 0,8
K_a	K_a
0,22 – 0,33	0,5 – 1,0

(Sumber: Gouw, 2009)

3. Tekanan tanah dalam keadaan diam (At rest).

Bila suatu konstruksi dinding penahan tanah dalam keadaan diam, yaitu bila dinding tidak bergerak ke salah satu arah baik ke kanan maupun ke kiri dari posisi semula, maka massa tanah akan berada dalam keadaan keseimbangan elastis (*elastic equilibrium*). Rasio tekanan arah horizontal dan vertical dinamakan “*koefisien tanah tanah dalam keadaan tanah diam (coefficient of earth pressure at rest), K_0* ”, atau

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

Karena $\sigma_v = \gamma z$, maka

$$\sigma_h = K_0(\gamma z)$$

Untuk tanah berbutir, keadaan tanah dalam keadaan diam dapat diwakili oleh hubungan empiris yang diperkenalkan oleh Jaky (1944).

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

Brooker dan Ireland (1965) menyarankan agar kita menggunakan persamaan berikut ini untuk menghitung harga K_0 dari tanah lempung yang terkonsolidasi normal (*normally consolidated*) :

$$K_0 = 0,95 - \sin \phi$$

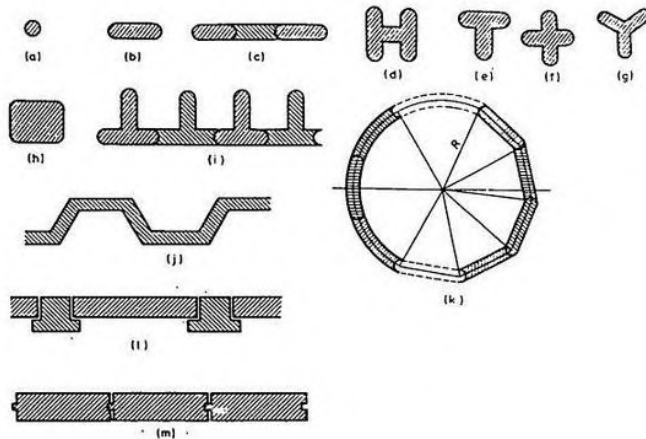
Untuk tanah lempung yang terkonsolidasi normal, persamaan empiris yang lain untuk K_0 telah diperkenalkan oleh Alpan (1967):

$$K_0 = 0,19 + 0,223 \log(PI)$$

Dengan : PI = indeks plastis

2.4. Bentuk Struktur Dinding Diafragma

Bentuk dari struktur dinding diafragma ada bermacam-macam. Ada yang berbentuk melingkar (*circular pile*), bentuk persegi panjang dengan sisi bulat pada kanan dan kiri persegi panjang maupun bentuk kombinasi.



Gambar 2.9 Bentuk-bentuk Dinding Diafragma
Sumber :Hajnal, 1984

Beberapa bentuk elemen struktur dinding diafragma mempunyai keistimewaan tersendiri. Untuk menahan momen tekuk yang besar mungkin diperlukan pengaku, untuk itu bentuk T diusulkan sebagai dinding penyangga. Dalam kasus yang sama, profil (j) juga dipakai dimana bentuk ini diambil dari bentuk sheet pile wall. Pemilihan bentuk struktur dinding ini memang penting karena disesuaikan dengan kondisi kasus di lapangan, akan tetapi kiata sering menghadapi kesulitan dalam perhitungannya, karenanya semua itu bergantung pada pengalaman yang didapat di lapangan.

Salah satu contoh, di tanah London, bangunan Barbican Arts Centre runtuh padahal panjang panel yang digunakan hanya 4,4 meter. Di Paris, bangunan Marnes et Caillases, dinding diafragma digunakan sebagai penyangga (loadbearing), disana tidak terjadi masalah dengan panel panjang 11 meter. Kedalaman efektif dinding diafragma akan meningkat apabila kita menggunakan bentuk panel I dan T. bentuk panel ini yang kemudian digunakan di Barbican Arts Centre. Ada juga dinding diafragma yang dicetak di tempat, baru kemudian dimasukan ke

dalam galian (precast). Biasanya tebal yang digunakan antara 0,35 meter sampai 0,45 meter dan panjangnya antara 6 meter sampai 15 meter.

2.5.Perencanaan Dinding Diafragma Secara Umum

2.5.1. Kekuatan Struktur

Ada beberapa kriteria yang harus diperhatikan, yaitu :

1. Kontinuitas dan kestabilan galian
2. Penempatan tulangan
3. Penuangan beton
4. Slump test
5. Kekuatan semen (rasio air semen)
6. Hubungan panel
7. Sistem penyokong
8. Kontrol tekanan air dan tanah

A. Kontinuitas Galian dan Kekuatan Beton

- a. Toleransi penggalian
Pada umumnya spesifikasi akan menyatakan kedalaman dinding dan lebar dinding minimum. Hal yang tidak kalah pentingnya adalah debiasi dinding maksimum terhadap garis vertical. Untuk menjaga toleransi ini biasanya digunakan *guide wall*. Biasanya dalam praktek sering dipakai 1:80 – 1:100 dan terbukti cukup baik.

- b. Sifat-sifat *Slurry*
Yang harus diperhatikan yaitu :

1. Kekentalan (viskositas)
2. Kerapatan
3. Berat jenis
4. Total kehilangan
5. pH

Dalam praktek dinding diafragma disyaratkan kekentalan *slurry* minimum 40 Marsh detik. Nilai ini terbukti memberikan hasil yang cukup baik pada hasil

galian, stabilitas dan pembetonan. Dalam lingkungan dimana sifat kimiawi tanah atau air tanah dapat merubah pH material *slurry*, maka control sangat perlu dilakukan. pH yang di anjurkan 6,5 – 10

- c. Kondisi air tanah
Hal ini perlu diketahui karena dapat menyebabkan terjadinya *cave*. Perbedaan yang disyaratkan 1m dengan muka air tanah maksimum.
- d. Kondisi permukaan bawah
Kondisi lapisan tanah dan batuan di bawahnya perlu juga dimengerti secara baik. Seperti kondisi daerah terdapat batuan keras atau kedap air.
- e. Penuangan beton
Biasanya satu pipa tremi untuk 4,6 meter lebar. Proses ini dipengaruhi oleh viskositas *slurry*, *density slurry* dan kelacakan beton. Dalam kondisi normal nilai *slump* yang diharapkan adalah 18-23 cm atau 15-20 cm seperti yang disyaratkan FPS.

B. Struktur Join dan Sambungan Panel

Prinsip dasar dari hubungan panel dan join adalah ikatan strukturan antar panel yang cukup kuat. Selain system join yang digunakan, kualitas control dari *slurry* juga dapat mempengaruhi sambungan panel. Karena bila *slurry* yang terkontaminasi oleh pasir terlokaliasai di dekat join, maka akan mengganggu sistem tersebut.

C. Sistem Penopang

Jenis penopang yang digunakan sama dengan yang digunakan pada *Retaining wall* biasa, yaitu : *strut*, *raker*, *anchore*. Semuanya digunakan sesuai dengan kondisi lapangan. Alat-alat tambahan seperti *vibrating wire* yang dipasang pada *strut* untuk mengukur tegangan yang terjadi pada *strut* dan alat *inclinometer* untuk mengetahui pergerakan dinding diafragma mungkin diperlukan bila kondisi tanah sangat jelek.

D. Prosedur Ekskavasi Internal (Kontrol Tekanan Air dan Tanah)

Seringkali struktur penyangga dinding diafragma telah dihitung oleh insinyur perencana hanya pada kondisi diakhir galian dimana sistem pendukungnya telah dijelaskan sebelumnya, sedangkan masalah air tanah dan tanah pada galian diserahkan pada kontraktor. Hal ini seringkali menimbulkan kesulitan karena banyak kemungkinan yang terjadi di lapangan misalnya, kondisi air tanah, tanah galian, dan prosedur instalasi. Kondisi seperti ini harus diperiksa secara detail dengan dasar per pekerjaan dan seorang insinyur perencana harus memberikan batasan yang boleh dilakukan oleh kontraktor.

2.5.2. Permanen

Adalah sifat tahan lama yang harus diperhatikan untuk konstruksi dinding diafragma sebagai suatu komponen struktural.

A. Dinding Diafragma Sebagai Bagian Dari Pondasi

Sebagai bagian dari pondasi, dinding diafragma dapat berfungsi sebagai pendukung beban. Untuk perencanaan dinding diafragma harus melibatkan segi perencanaan sebuah pondasi.

B. Beton Bertulang Permanen

Sebagai bagian dari substruktur, maka dinding diafragma harus memenuhi spesifikasi tahan korosi, tahan air. Dalam situasi tertentu harus tahan sulfat, tahan garam dan asam. Masalah retak karena susut dapat diabaikan karena beton dinding diafragma sebenarnya berada dalam kondisi kelembapan dan temperatur ideal.

C. Tie Back angkur permanen

Sesuai dengan perkembangan dinding diafragma, pemakaian penyangga (support) permanen telah umum digunakan. Masalah korosi perlu mendapat perhatian.

D. Pertimbangan Arsitektur

Banyak pemakaian dinding diafragma yang dibiarkan

terbuka. Padahal banyak hal dimana dengan mengekspos bagian dalam segi artistiknya tidak berkurang.

2.5.3 Permeabilitas

- Kondisi dinding yang benar-benar kedap air.
- Toleransi dinding untuk menjamin sambungan panel dan join yang rapat.

2.6 Analisa dan Desain Dinding Diafragma

Secara umum, analisa dinding diafragma tidak berbeda jauh dengan analisa dinding turap. Hanya saja karena adanya keterlibatan *slurry* sebagai material penstabil galian yang memiliki sifat khas sehubungan dengan interaksinya dengan tanah, maka formulasi yang dipakai mengalami berbagai penyesuaian.

2.6.1 Beban Statis dan Beban Dinamis

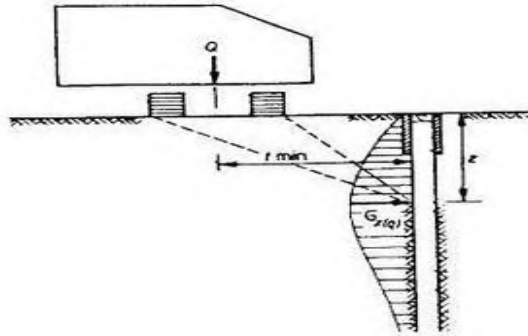
Beban yang bekerja di permukaan tanah dapat dibedakan menjadi beban statis dan beban dinamis. Yang termasuk beban statis seperti urugan tanah (*embankment*) di sekitar galian, kedalaman dan dimensi pondasi.

Yang termasuk beban dinamis adalah alat-alat gali yang bergerak, mesin-mesin yang bergetar, dan beban gempa. Dalam menghitung beban dinamis kita dapat mengasumsikan tanah dalam keadaan elastis. Perhitungan tegangan didapat dari penjumlahan tegangan horisontal (σ_x) akibat tekanan tanah saat diam (at rest) dengan beban luar harus kurang dari tekanan *slurry* $\sigma_x(q)$.

Dengan kata lain dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$\bar{\sigma}_z = \sigma_x(q) + K_0 \sigma_z$$

Faktor keamanan yang disyaratkan adalah 1,4.



Gambar 2.10 Tekanan Horisontal di Galian karena Beban Luar dalam Kondisi Elastis
(Sumber : Xanathakos, 1970)

2.6.2 Analisa Penurunan

Secara umum, penurunan (*settlement*) yang terjadi disekitar galian dan berdekatan dengan gedung-gedung selama proses konstruksi dinding diafragma dapat dilakukan dengan pengontrolan beberapa faktor. Dengan mengidentifikasi dan melakukan pengontrolan faktor ini, diharapkan dapat meminimalisir penurunan.

Kontrol penurunan dapat dilakukan sebagai berikut :

1) Elevasi *slurry*

Elevasi dari *bentoniteslurry* dapat mempengaruhi efek penurunan. Untuk itu penurunan dapat dikurangi dengan menaikkan ketinggian *slurry* 0,5 meter di atas permukaan tanah (dengan menaikkan tinggi *guide wall*).

2) Lebar panel

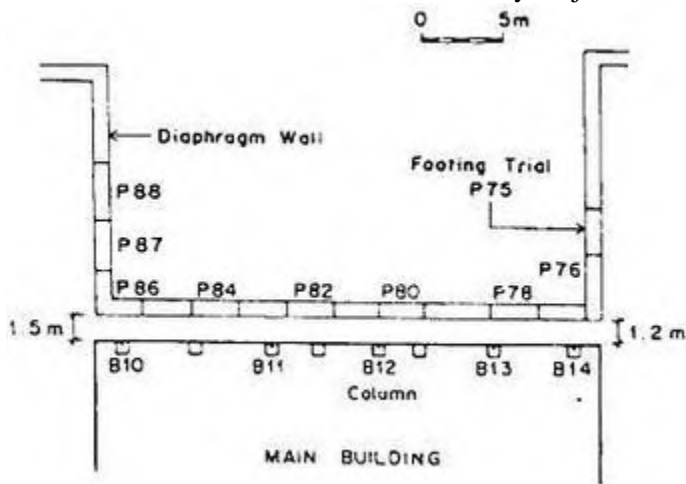
Deformasi horisontal dan penurunan pada galian akan meningkat dengan cepat seiring dengan meningkatnya lebar panel. Karena itu untuk mengurangi penurunan yang terjadi, lebar masing-masing panel harus dibuat minimum (dijaga tetap konstan).

3) Waktu pelaksanaan konstruksi

Deformasi dibawah galian meningkat seiring dengan lamanya waktu pengaalian. Untuk itu total waktu penggalian tiap-tiap panel dikerjakan dalam waktu cepat. Waktu disini adalah waktu pada awal penggalian sampai dengan pengecoran dinding diafragma.

4) Pengaturan letak panel

Penurunan yang terjadi di dekat pusat panel yaitu di tengah-tengah lebar panel akan lebih besar dibandingkan dengan penurunan yang terjadi di dekat ujung panel. Hal ini sangat menguntungkan kita apabila kita melakukan perencanaan dengan meletakkan ujung panel dekat dengan kolom bangunan yang ada disekitarnya. Sehingga beban disekitar bangunan utama akan terkonsentrasi di kolom-kolomnya saja.



Gambar 2.11 Penataan Panel di Dekat Gedung Utama
(Sumber : Quality Control)

5) Jumlah panel

Jumlah panel yang dikerjakan setiap waktu harus diminimalkan. Maksudnya adalah pada daerah kritis hanya satu panel yang dikerjakan di setiap waktu dan tidak ada pekerjaan galian yang berlangsung dekat dengan pengerjaan panel yang baru

tersebut sampai 12 jam sesudah panel baru tersebut selesai. Secara umum, analisa penurunan pada dinding dapat diabaikan asalkan tidak terjadi deformasi lateral tanah yang besar. Analisa penurunan karena konsolidasi hendaknya dimasukkan dalam desain pondasi, karena pondasilah yang nantinya menjadi media penyalur beban akhir ke massa tanah.

2.6.3 Desain Dinding Diafragma

Pada Dasarnya, desain dinding diafragma dapat dilakukan seperti mendesain turap. Masalah yang penting disini adalah berapa panjang pemancangan yang cukup dari segi kekuatan dan rembesan, serta bagaimana penulangannya. Dimensi panel banyak dipengaruhi oleh hal diluar desain, seperti alat gali, dan sebagainya.

1. Desain Beban Vertikal dan Tahanan Kulit

a. Metode Caquot-Kerizel

Metode ini terdiri dari daya dukung pada ujung dinding diafragma (*point of resistance*) dan daya dukung pada kulit/keliling dinding diafragma (*Shaft friction*). Harmony (1965) memodifikasi menjadi :

$$P_{ult} = \sigma_{ult}A + \frac{f}{2}Uh$$

Dimana :

σ_{ult} = $N1 (q \tan \phi - c)$

A = luas permukaan (penampang)

q = γh (tekanan di dasar)

ϕ = sudut geser dalam

c = kohesi

$N1$ = faktor daya dukung bergantung pada harga ϕ

f = koefisien dari gaya geser

h = kedalaman dinding

U = luas permukaan dinding diafragma

Harga f dapat dihitung :

$$f = \frac{1}{2} \lambda \sum_{i=1}^f h_i \gamma_i \Delta_i + \lambda \frac{\sum c_i h_i}{\sum h_i}$$

Dimana :

h_i = panjang dinding yang tertanam dalam tanah

c_i = kohesi pada tanah yang bersangkutan

γ_i = *bulk density* (γ tanah)

λ = 0,5 untuk *loose granular* dan tanah plastis kohesif
1 untuk tanah berbutir padat dan keras kohesif

Δ_i = faktor yang dapat dilihat pada tabel di bawah ini

Tabel 2.5 Nilai Daya Dukung dan Koefisien Geser Menurut Caquot-Kerizel

Φ°	N_1	d_1	Φ°	N_1	d_1
0	5.14	0.00	23	19.22	1.45
1	5.38	0.02	24	20.70	1.52
2	5.63	0.04	25	22.32	1.81
3	5.90	0.06	26	24.08	2.03
4	6.18	0.08	27	26.12	2.28
5	6.52	0.11	28	28.30	2.55
6	6.88	0.14	29	30.77	2.86
7	7.24	0.17	30	33.55	3.21
8	7.61	0.20	31	36.66	3.61
9	8.02	0.24	32	40.15	4.06
10	8.45	0.28	33	44.07	4.58
11	8.94	0.33	34	48.57	5.17
12	9.45	0.38	35	53.58	5.85
13	10.05	0.44	36	59.33	6.64
14	10.67	0.50	37	65.95	7.54
15	11.31	0.57	38	73.60	8.60
16	12.00	0.64	39	82.35	9.85
17	12.78	0.72	40	92.50	11.27
18	13.67	0.82	41	104.40	12.98
19	14.58	0.92	42	118.32	14.99
20	15.58	1.03	43	134.64	17.39
21	16.67	1.15	44	154.02	20.26
22	17.89	1.29	45	177.03	23.71

(Sumber : Construction of Diaphragm Walls, Hajnal, 1984)

b. Metode Kezdi

Daya dukung dinding diafragma harus dibuat mendekati, akan tetapi tidak mencapai harga maksimum tahanan geser permukaan (*shaft friction*). Teori yang dikembangkan oleh Kezdi memberikan harga tahanan geser permukaan (*shaft*

friction) dan tahanan ujung (*point resistance*) sebagai fungsi dari *settlement*. Daya dukung dihitung dengan memberikan toleransi penurunan yang terjadi pada pondasi bangunan di sekitarnya.

Perumusan Kezdi adalah :

$$P_{tot} = P_{shaft} + P_{pointresistance} + P_o$$

Untuk nilai P_{shaft} :

$$P_s = U \lambda_o \gamma \tan \phi \frac{h^2}{2} (1 - e^{-k \frac{s}{s_o - s}})$$

Dimana :

U = keliling *base area* (dasar) penampang

λ_o = tekanan tanah dalam keadaan diam ($\lambda_o = 1 - \sin \phi$)

γ = *bulk density*

ϕ = sudut geser dalam

h = kedalaman dinding yang ditanam

k = faktor yang tergantung dari jenis tanah antara

$k = 1$ untuk tanah kohesif

$k = 4$ untuk tanah berbutir

S_o = penurunan dengan nilai yang diasumsikan :

15-35 mm untuk tanah granular

35-70 mm untuk tanah kohesif

Formula berlaku bila $0 \leq S \leq S_o$

Untuk nilai tahanan ujung batas (*point resistance*) :

$$P_{point} = a s d \left(h \gamma + \frac{P_{shaft}}{n d l} \right)$$

d = tebal dinding

s = *settlement* nilainya diambil sama dengan S_o

n = konstanta bervariasi antara 5 dan 6

l = lebar panel

a = hubungan antara tahanan ujung batas dengan *settlement* (Lihat **Tabel 2.7**)

Tabel 2.6 Nilai a Berdasarkan Jenis Tanah

Soil type	a
Heavy clay	20– 120
Lean clay, silt	50– 150
Silty fine sand	100– 300
Fine sand, silty sand	200– 500
Coarse sand	300– 700
Sandy gravel	500–1000

(Sumber : Construction of Diaphragm Walls, Hajnal, 1984)

Untuk P_o :

$$P_o = \frac{d^2 l \gamma_1}{2} N_\gamma$$

Dimana :

γ_1 = *bulk density*

N_γ = faktor daya dukung tergantung nilai ϕ (Lihat **Tabel 2.8**)

d = tebal dinding

l = lebar panel

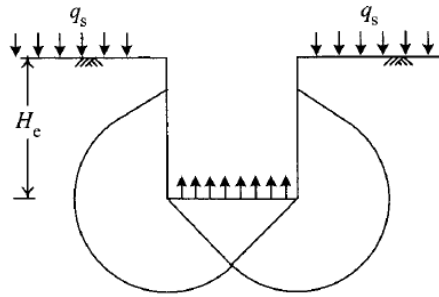
Tabel 2.7 Faktor Daya Dukung N_γ

ϕ_i	N_γ	ϕ_i	N_γ
10	0.4	30	11
15	1.0	35	25
20	3.4	40	59
25	5.1	45	150

(Sumber : Construction of Diaphragm Walls, Hajnal, 1984)

2. Metode Daya Dukung Negatif

Metode ini mengasumsikan bahwa pemindahan beban tanah karena galian sama seperti pengangkatan keatas sebuah pondasi bangunan sehingga bidang keruntuhannya mirip dengan model keruntuhan pada pondasi dalam. Dengan memakai persamaan daya dukung untuk pondasi dalam, kita dapat beban yang dipindahkan tersebut.



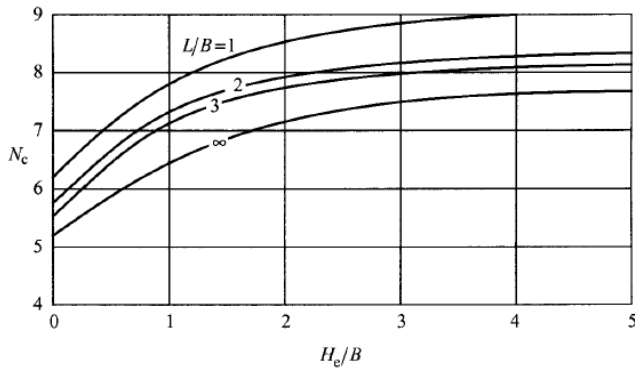
Gambar 2.12 Garis Keruntuhan Meliputi Seluruh Permukaan Galian

Bjerrum dan Eide (1956) mengasumsikan seperti Terzaghi bahwa garis keruntuhan kritis oleh *basal heave* adalah jari-jari lingkaran yang setara dengan $B/\sqrt{2}$ sehingga faktor keamanannya dihitung dengan rumus berikut.

$$F_b = \frac{N_c s_u}{\gamma H_e - q_s} \quad (2.24)$$

dimana N_c adalah faktor daya dukung Skempton seperti pada

Gambar 2.8.



Gambar 2.13 Faktor Daya Dukung Skempton (1951)

3. Perhitungan Tulangan

Perhitungan tulangan untuk dinding diafragma pada dasarnya dapat dibagi menjadi dua, yaitu perhitungan tulangan utama dan tulangan pembagi. Serta perhitungan tulangan pengaku untuk pengangkutan dan sebagainya.

Perhitungan tulangan utama dan tulangan pembagi didasarkan atas momen maksimum dari setiap tahapan penggalian dan penyokong. Perhitungan menganggap dinding diafragma sebagai balok diatas tumpuan sederhana, yang dapat memiliki lebih dari dua tumpuan tergantung kondisi aktual. Balok tersebut sebenarnya adalah pelat yang dianggap panjang sisi pendeknya adalah satu satuan panjang (misalnya satu meter).

Tulangan pengaku juga harus dihitung khusus, mengingat berat dari rangkaian tulangan tersebut dapat berton-ton. Bila sampai terjadi kegagalan pengaku pada saat pengangkutan ataupun penempatan tulangan akan membahayakan jiwa manusia dan juga kehilangan waktu dan biaya yang cukup berarti.

2.7 Perencanaan Dinding Turap

Di dalam konstruksi dinding penahan tanah, dikenal konstruksi dinding penahan tanah kaku(yang terdiri dari dinding penahan tanah pasangan batu kali/*gravity walls*, dan dinding penahan tanah beton/*counterfort walls*) dan konstruksi dinding penahan tanah lentur atau biasa disebut konstruksi dinding turap atau *sheet pile*(Hadihardaja, 1997).

2.7.1 Penggunaan Dinding Turap

Beberapa penggunaan dinding turap antara lain adalah :

- a. Dinding penahan tanah misalnya pada tebing jalan raya atau tebing sungai
- b. Dinding dermaga
- c. Dinding penahan galian misalnya pada pembuatan pondasi langsung atau pondasi menerus, pembuatan *basement* dan yang lainnya.

2.7.2 Tipe dari Dinding Turap

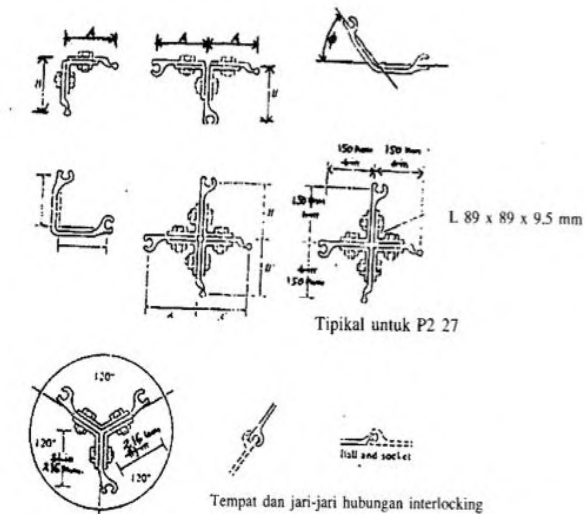
Berdasarkan material yang digunakan dikenal beberapa jenis dinding turap, seperti turap kayu, turap beton atau turap baja. Penentuan jenis material dinding turap tergantung dari penggunaannya.

1. Dinding Turap Baja

Dinding turap baja biasanya digunakan pada bangunan permanen. Konstruksi dinding turap ini lebih ringan, lebih mudah pelaksanaannya di lapangan serta hasilnya lebih baik. Sedangkan kerugiannya adalah adanya tenggang waktu pemesanan serta adanya bahaya korosi. Bahaya korosi pada konstruksi ini dapat dicegah dengan memberikan *catodic protection*.

Variasi konstruksi *sheet pile* baja sangat tergantung pada pabrik pembuatan. Beberapa variasi antara lain :

- Variasi di daerah Eropa seperti Laarsen, Krupp dan De Wendell DPF
- Variasi di daerah amerika seperti DP *type* dan ZP *type*



Gambar 2.14 Beberapa Variasi Konstruksi Baja
(Sumber : Hadihardaja, 1997)

Biasanya pada setiap pabrik akan disediakan bentuk penampang tipe-tipe dibawah ini :

- tipe penampang U (*U type sections*)
- tipe penampang Z (*Z type sections*)
- tipe penampang F (*F type sections*)
- tipe penampang kotak/boks (*Box type sections*)
- tipe penampang *straight web*
- tipe penampang tabung pipa (*Pipe tube section*)

Jika tidak berdasarkan faktor ekonomi ataupun keterpaksaan pengadaan jenis bahan, maka pada pemakaian konstruksi dinding turap (*sheet pile*) dianjurkan untuk memilih konstruksi baja dengan alasan :

- lebih tahan *driving stresses* misal pemancangan pada tanah dengan lapisan tanah keras atau batuan.
- lebih tipis penampangnya

- bisa digunakan berkali-kali
- panjang pile bisa ditambah atau dikurangi dengan mudah.
- bisa digunakan baik dibawah ataupun di atas air
- penyambungan yang mudah memungkinkan untuk mendapatkan dinding yang menerus dan lurus pada waktu pemancangan.

2.7.3 Pengertian Angka Keamanan (*Safety Factor*) dan Perlunya Perancangan Dinding Turap

1. Pengertian Angka Keamanan (*Safety Factor*)

Pengertian angka keamanan pada dinding turap selama ini tidaklah begitu jelas. Sebagai contoh dari suatu perhitungan diperoleh suatu harga dalamnya pemancangan. Bila dalam pelaksanaan diperdalam 30% dari dalam pemancangan semula, belum berarti akan didapat angka keamanan 1,3. Karena belum tentu angka keamanan dari struktur yang baru ini sama dengan 1,3.

Selama ini anggapan angka keamanan (*safety factor*) untuk *sheet pile* berdasarkan cara konvensional yaitu dengan memperpanjang dalamnya pemancangan. Misanya didapat dalamnya pemancangan adalah 'D' dari *dredge line* kemudian untuk mendapatkan *safety factor* harga 'D' tersebut dikalikan dengan suatu angka tertentu. Atau dengan cara membagi harga koefisien pasif K_p dan Kohesi (c) dengan suatu angka keamanan tertentu. Anggapan yang disebutkan pertama tidak benar. Lebih dianjurkan untuk menghitung pertambahan dalamnya pemancangan yang diabaikan oleh kriteria-kriteria sebagai berikut

- Bertambahnya gaya horisontal yang disebabkan oleh karena naiknya harga berat isi tanah atau adanya pembebanan.
- Menurunnya *dredge line* akibat pelaksanaan misal pada perhitungan cara perletakan sendi (*free earth method*).

2. Lingkup Perencanaan Dinding Turap

Perencanaan dinding turap (*sheet pile*) mencakup :

- 1) Penentuan karakteristik dari dinding turap (*sheet pile*) dengan mengetahui:
 - panjang dinding turap yang diperlukan untuk konstruksi statistik. Panjang yang ada dipasaran 27 meter, sedangkan jika dipesan di pabrik dapat mencapai 37 meter.
 - profil *sheet pile* terutama yang mudah dipasaran
 - karakteristik mekanik baja yang dapat digunakan, komposisi kimia, dan harga *limit elastic* nya.
- 2) Penentuan sitem jangkar (*anchor*) yaitu dengan menentukan :
 - daerah penjangkaran, kemiringan dan luas penampang tali jangkar.
 - panjang tali jangkar yang menjamin stabilitas bersama turap.
 - sistem penjangkaran, dapat berupa jangkar pasif, jangkar aktif, dan lain-lain.
- 3) Dan kemungkinan penentuan stabilitas lebih umum, yaitu stabilitas terhadap gelincir, bersama-sama dalam satu sistem dari dinding turap dan tali jangkar.

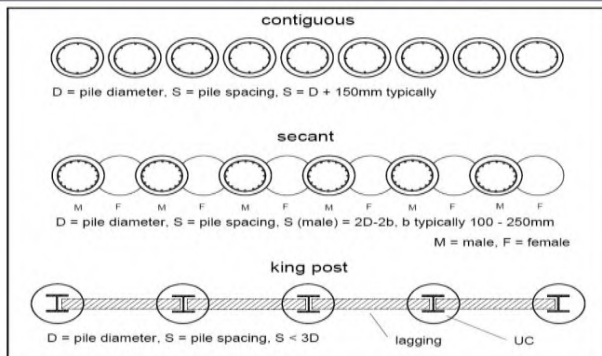
2.8 Dinding Turap Kantilever

Yang dinamakan dinding turap kantilever adalah dinding penahan tanah yang tidak menggunakan jangkar. Dinding turap kantilever diperoleh dengan memancangkan turap (*sheet pile*) tersebut pada suatu kedalaman tertentu. Kestabilan dari dinding ini hanya merupakan hasil mobilisasi tekanan tanah lateral pasif sebagai antisipasi dari tekanan-tekanan yang bekerja pada dinding tersebut antara lain tekanan aktif dan tekanan residu air.

2.9 Dinding Bored Pile

Pada dasarnya tiang bor atau *Bored Pile*, digunakan untuk mengistilahkan tiang pondasi yang dicor di tempat (*cast in place pile*) dengancara mengebor lubang kemudian mengecornya dengan beton. Pada umumnya tiang bor berdiameter diatas 750mm. Badan tiang pada umumnya berdiameter sama atau

straight shaft atau terdapat pembesaran di dasar tiang. *Bored Pile* yang memiliki spasi sangat erat dapat digunakan untuk membentuk dinding penahan tanah, bisa digunakan untuk pembangunan ruang bawah tanah, atau digunakan dalam metode *cut and cover* suatu terowongan.



Gambar 2.15 Jenis Tiang Bor yang dipakai untuk Dinding Penahan Tanah

(Sumber : <http://www.bylandengineering.com/>)

Perhitungan daya dukung tiang pada didasarkan pada dua hal, yaitu tahanan ujung tiang (*end bearing capacity*) dan tahanan gesekan tiang (*friction bearing capacity*). Secara umum dirumuskan sebagai berikut :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Dimana :

Q_u = kapasitas tiang ultimit / maksimal

Q_p = kapasitas ujung tiang

Q_s = kapasitas gesekan tiang

2.10 Menentukan Jumlah Kebutuhan Dinding Penahan

2.10.1. Menentukan Tambahan Momen Perlawanan (ΔM_R)

Untuk menentukan tambahan momen perlawanan (ΔM_R) yang diperlukan untuk menahan momen dorong akibat adanya beban

timbunan dilakukan analisa stabilitas lereng dengan menggunakan program XSTABL.

Analisa dilakukan hingga mendapatkan bidang kelongsoran dengan angka keamanan paling kritis. Apabila angka keamanan yang diperoleh dari analisa sama dengan atau kurang dari satu (≤ 1) maka diperlukan tambahan momen penahan (ΔM_R) yang harus diberikan untuk mencapai angka keamanan rencana ($SF_{rencana} > 1$) yang diinginkan agar tidak terjadi kelongsoran.

Momen tambahan (ΔM_R) dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$\Delta M_R = (SF_{rencana} \times M_p) - M_R \quad [2.37] \quad M_p = M_R / SF$$

Dimana :

ΔM_R = momen penahan tambahan yang akan dipikul oleh cerucuk.

M_R = momen penahan atau momen perlawanan

M_p = momen penggerak atau momen dorong

SF = angka keamanan awal

$SF_{rencana}$ = angka keamanan yang direncanakan

2.10.2. Menghitung Gaya Horizontal yang Mampu Ditahan Satu Tiang

Besarnya gaya maksimal (P_{maks}) yang dapat ditahan oleh satu tiang/ cerucuk terjadi apabila nilai M_p sama dengan nilai momen maksimum lentur bahan cerucuk. Sehingga nilai dari gaya horizontal maksimal yang dapat ditahan oleh satu tiang diperoleh dari persamaan berikut ini (NAVFAC DM-17, 1971):

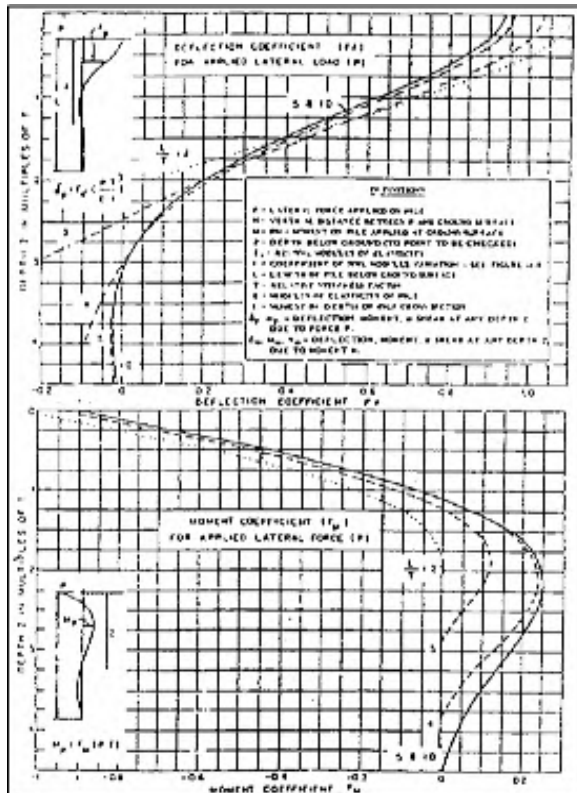
$$P_{max} = \frac{M_{max}}{T_{xFM}}$$

Dimana :

M_{max} = momen yang bekerja pada tiang

T = faktor kekakuan relatif (cm)
 FM = koefisien momen akibat gaya lateral.

Harga FM didapat dari **Gambar 2.16** yang merupakan grafik hubungan dari kedalaman (z) dengan L/T. Dimana L adalah panjang tiang yang tertahan dibawah/ atas bidang longsor.



Gambar 2.16 Mencari Harga FM untuk Berbagai Jenis Tanah
 (Sumber: NAVFAC DM-7, 1971 dalam Mochtar, 2000)

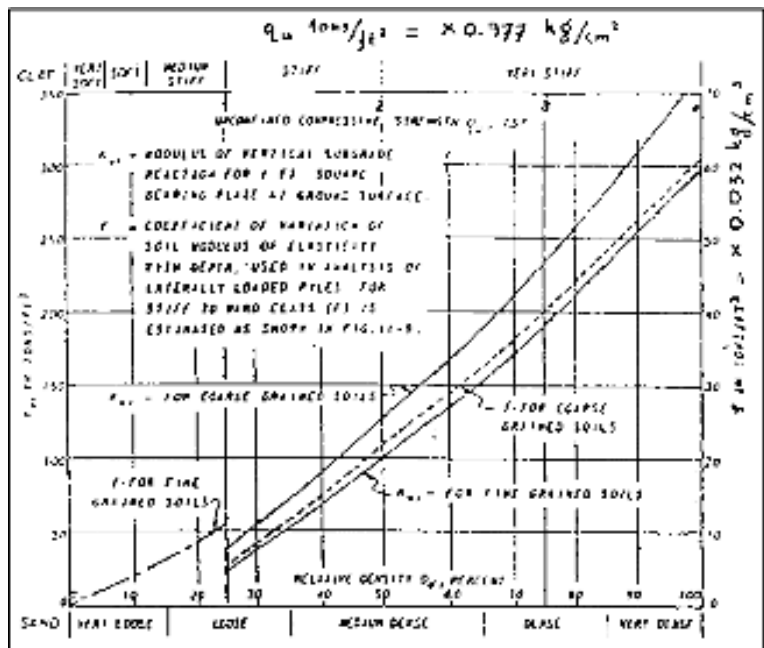
$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

Dimana :

E = modulus elastisitas dinding penahan

f = koefisien dari variasi modulus tanah
(dapat dicari dari **Gambar 2. 17**) yang merupakan grafik hubungan antara f dengan *unconfined compression strength* ($q_u = 2 C_u$)

I = momen inersia tiang



Gambar 2.17 Grafik untuk Mencari Besar f
(Sumber: NAVFAC DM-7, 1971 dalam Mochtar, 2000)

2.10.3. Menentukan Jumlah Kebutuhan

Jumlah tiang atau dinding yang dibutuhkan dapat diperoleh dari rumus berikut:

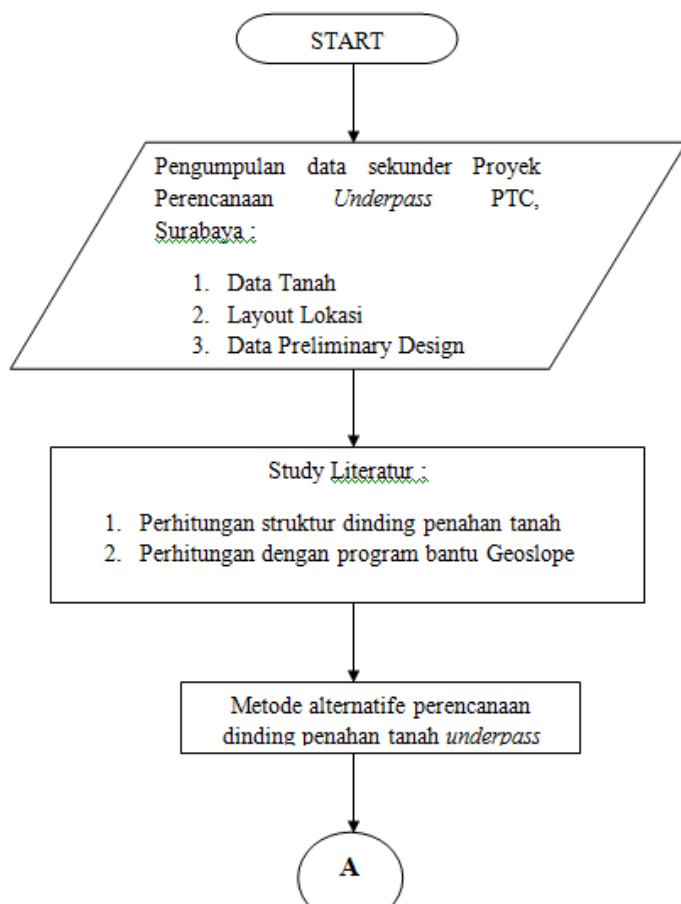
$$n = \frac{\Delta MR}{R \times P_{max} \text{ 1 tiang}}$$

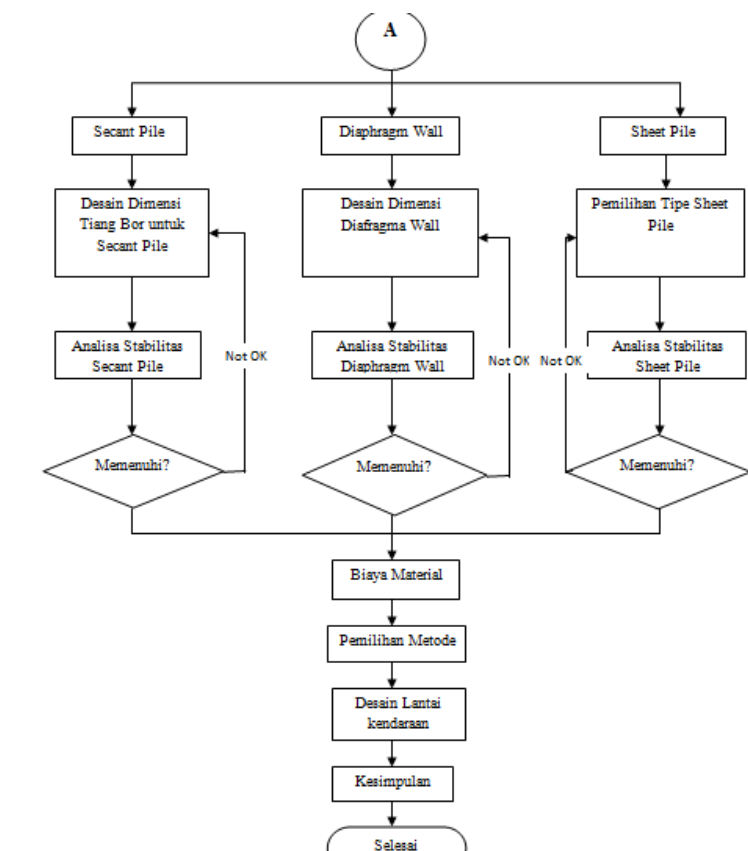
Dimana : R= Jari-jari kelongsoran (m)

BAB III METODOLOGI

3.1 Bagian Alir

Gambar 3.1 berikut ini adalah diagram alir dalam penulisan Tugas Akhir Pemilihan Alternatif Dinding Penahan Tanah pada Perencanaan *Underpass* PTC :





Gambar 3.1 Diagram Alir

3.2. Pengumpulan Data

Data-data yang di gunakan dalam perencanaan ini adalah data sekunder yang di dapat dari instansi terkait atau hasil survey dari pihak lain. Data tersebut meliputi:

1. Data pengujian tanah dilapangan
2. *Layout* proyek untuk mengetahui kondisi *eksisting* perencanaan,
3. Data Beban Lalu Lintas untuk mengetahui beban kendaraan yang di tampung oleh tanah pada perencanaan *Underpass*,

3.3. Studi Literatur

Studi literature dilakukan dengan membaca dan mengambil intisari dari buku – buku refrensi yang berhubungan dengan perencanaan ini adalah sebagai berikut :

1. Teori Perencanaan *Secant Pile*
2. Teori Perencanaan Diafragma Wall
3. Teori Perencanaan *Sheet Pile*
4. Teori Stabilitas Dinding Penahan Tanah

3.4. Desain *Secant Pile*

Merencanakan *secant pile*, yang terdiri dari bored pile dari beton yang di berikan penulangan sebagai struktur penahan tanah dan diantara bored piled dicor dengan bentonite. Kemudian tiap bored pile tersebut dianalisa sebagai pondasi dalam tiang bor dan di hitung daya dukung tiangnya.

3.5. Desain Diafragma Wall

Desain awal perencanaan diafragma wall dari beton bertulang dengan menggunakan slurry sebagai material yang menstabilkan galian atau pencegah kelongsoran pada galian. Desain dinding harus memperhitungkan beberapa hal berikut:

1. Desain beban vertical dan tahanan kulit
2. Tekanan tanah lateral
3. Dimensi penyokong dan gaya dalam
4. Penulangan dinding beton

Analisa yang di lakukan adalah mengecek kekuatan struktur dan kesatuannya, sifat dinding, dan permeabilitasnya.

3.6. Desain *Sheet Pile*

Merencanakan dinding *sheet pile* dengan menentukan karakteristik dari dinding *sheet pile* dengan mengetahui panjang dinding yang di perlukan, profil dari *sheet pile*, dan penentuan system jangkar. Kemudian dinding tersebut di analisa stabilitas terhadap gelincir secara bersamaan dalam satu system dari dinding turap dan tali jangkar.

3.7. Analisa Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Analisa ketiga alternative perencanaan secara satu kesatuan bangunan terhadap kestabilan akibat geser bangunan, guling bangunan, ambles bangunan terhadap pemasangannya didalam tanah, dan daya dukung akibat dinding.

3.8. Analisa Perbandingan Biaya

Analisa perbandingan biaya dari ketiga alternative yang ada, ditinjau dari material yang digunakan oleh dinding penahan tanah, tetapi tidak memperhitungkan proses pelaksanaan dilapangan karena di anggap sama.

3.9 Kesimpulan

Langkah ini berisi kesimpulan dari ketiga metode alternative perencanaan dan saran pemilihan metode perencanaan yang tepat pada pembangunan dinding penahan tanah *Underpass* PTC.

BAB IV DATA TANAH

4.1 Umum

Underpass adalah jalan melintang dibawah jalan lain, atau persilangan tidak sebidang dengan membuat terowongan dibawah muka tanah. Persimpangan tidak sebidang adalah persimpangan dimana dua ruas jalan atau lebih saling bertemu tidak dalam satu bidang tetapi salah satu ruas berada diatas berada dibawah jalan yang lain (Echols, JM,hal.164). Sehingga permasalahan utama adalah bagaimana agar dinding penahan tanah stabil dan dapat menahan beban-beban yang bekerja pada dinding tersebut. Langkah-langkah pengerjaan perhitungan meliputi :

1. Analisa data tanah.
2. Analisa gaya-gaya yang bekerja.
3. Penentuan alternatif dinding penahan tanah.

4.2 Analisa Data Tanah

Dalam perencanaan dinding penahan tanah data utama adalah data tanah sehingga tanah harus dianalisa terlebih dahulu untuk mengetahui sifat fisik dan mekanisnya . Parameter-parameter dari hasil analisa data tanah akan sangat berpengaruh pada struktur dinding penahan tanah yang akan direncanakan.

4.3 Pengumpulan Data

Data tanah yang dipakai dalam tugas akhir ini adalah data hasil penyelidikan tanah pada lokasi pakuwon indah Surabaya yang dilakukan oleh Laboratorium Mekanika Tanah dan Batuan ITS Surabaya. Data-data yang didapatkan berupa hasil tes bor dangkal dan hasil test sondir.

4.4 Penyelidikan Lapisan Tanah

Penyelidikan lapisan tanah dilakukan dengan menganalisa data bor log dan data sondir di setiap titik lokasi pengambilan sampel. Dari hasil bor dalam dan dangkal diperoleh gambaran lapisan tanah serta parameter tanah dengan mengacu pada tabel Bowless serta tabel korelasi nilai N-SPT terhadap tipe tanah kohesif dan Nilai Cohesi undrained oleh Mochtar.

Tabel 4.1 Tabel SPT Cohessionless (Bowless, 1984)

	Unit	Cohessionless Soil				
N	(blows)	0 - 3	4 - 10	11 - 30	31 - 50	> 50
γ	(kN/m ³)	-	12 - 16	14 - 18	16 - 20	18 - 23
ϕ	(°)	-	25 - 32	28 - 36	30 - 40	> 35
State		Very Loose	Loose	Medium	Dense	Very Dense
Dr	(%)	0 - 15	15 - 35	35 - 65	65 - 85	85 - 100
	Unit	Cohesive Soil				
N	(blows)	< 4	4 - 6	6 - 15	16 - 25	> 25
γ	(kN/m ³)	14 - 18	16 - 18	16 - 18	16 - 20	> 20
q _u	(kPa)	< 25	20 - 50	30 - 60	40 - 200	> 100
Cosistency		Very Soft	Soft	Medium	Stiff	Hard

Tabel 4.2 Tabel korelasi nilai N-SPT terhadap tipe tanah kohesif dan Nilai Cohesi undrained (Mochtar,2006)

<u>Konsistensi tanah</u>	Taksiran harga kekuatan geser undrained, C_u		Taksiran harga SPT, harga N	Taksiran harga tahanan conus, q_c (dari Sondir)	
	<u>kPa</u>	ton/ m ²		kg/cm ²	<u>kPa</u>
<u>Sangat lunak</u> (very soft)	0 – 12.5	0 – 1.25	0 – 2.5	0 – 10	0 – 1000
<u>Lunak</u> (soft)	12.5 – 25	1.25 – 2.5	2.5 – 5	10 – 20	1000–2000
<u>Menengah</u> (medium)	25 – 50	2.5 – 5.	5 – 10	20– 40	2000 –4000
<u>Kaku</u> (stiff)	50 – 100	5.0 – 10.	10 – 20	40 –75	4000 – 7500
<u>Sangat kaku</u> (very stiff)	100 – 200	10. – 20.	20 – 40	75– 150	7500 – 15000
<u>Keras</u> (hard)	> 200	> 20.	> 40	> 150	> 15000

Pada data tanah berikut ini parameter yang digunakan adalah parameter nilai N-SPT yang kemudian digunakan untuk mendapatkan nilai C_u , menggunakan tabel Mochtar. Nilai N-SPT pada data digunakan untuk memperoleh nilai γ dengan menggunakan tabel Bowless.

Tabel 4.3 Tabel korelasi nilai N-SPT terhadap tipe tanah kohesif dan γ

	Cohesive Soil				
N	<4	4-6	6-15	16-25	>25
Unit Weight γ , kN/m ³	14-18	16-18	16-18	16-20	>20
q_u , kPa	<25	20-50	30-60	40-200	>100
Consistency	Very Soft	Soft	Medium	Stiff	Hard

Tabel 4.4 Tabel rekap hasil korelasi Cu & γ

Kedalaman	SPT	Type of Soil	ϕ	Cu (t/m ²)	γ	C
2	5	lempung	1	2.5	1.7	1.66667
3	5	lempung	1	2.5	1.7	1.66667
4	5	lempung	1	2.5	1.7	1.66667
5	5	lempung	2	2.5	1.7	1.66667
6	6	lempung	2	3	1.8	2
7	6	lempung	2	3	1.8	2
8	7	lempung	3	3.5	1.62	2.33333
9	8	lempung	4	4	1.64	2.66667
10	9	lempung	4	4.5	1.67	3
11	9	lempung	5	4.5	1.67	3
12	10	lempung	5	5	1.69	3.33333
13	11	lempung	6	5.5	1.71	3.66667
14	12	lempung	6	6	1.73	4
15	13	lempung	7	6.5	1.76	4.33333
16	14	lempung	7	7	1.78	4.66667

BAB V

PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH

5.1 Umum

Dalam proses penggalian tanah yang perlu diperhatikan adalah resiko keruntuhan yang terjadi karena dapat membahayakan para pekerja maupun bangunan yang berada di sekitar lokasi perencanaan. Untuk menghindari terjadinya keruntuhan, dilakukan analisa stabilitas dinding penahan tanah sehingga dapat direncanakan dinding penahan tanah yang efektif. Perencanaan dimensi dapat dilakukan dengan analisa tegangan menggunakan program bantu. Prosedur konstruksi dapat disimulasikan pada saat analisa tegangan karena tegangan maksimum tiap tahapan pelaksanaan tidak terjadi pada kedalaman yang sama.

5.2 Perencanaan Secant Pile

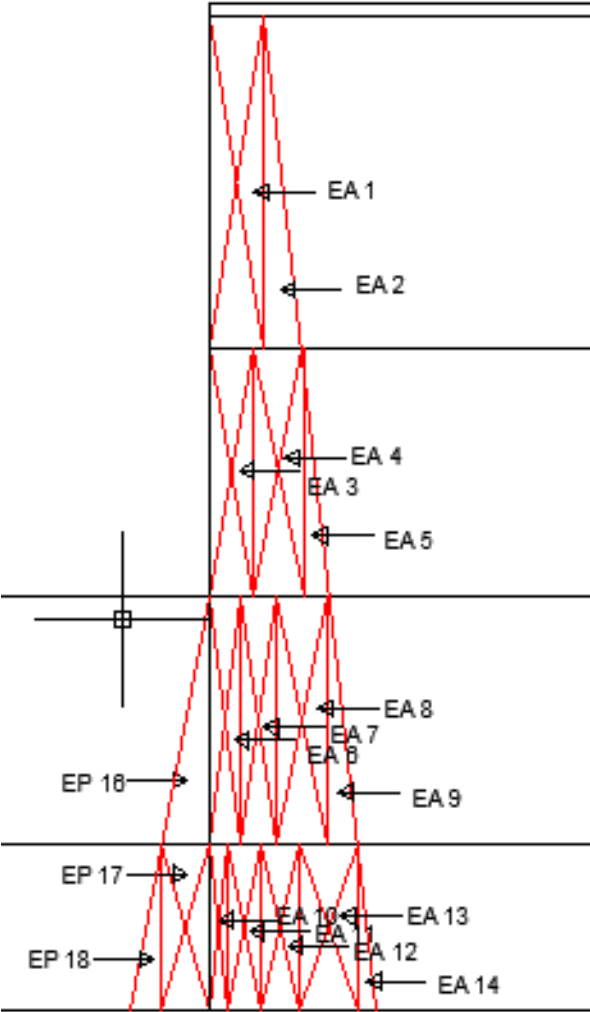
Pada proyek pembangunan Underpass PTC akan direncanakan dinding penahan tanah berupa secant pile.

Penentuan titik jepit secant pile dengan cara berikut :

$$\begin{aligned}Z_f &= 1.8 T \\ E &= 4700\sqrt{40} \text{ N/mm}^2 \\ I &= 2.01 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \\ N_h &= 350 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

$$T = \sqrt[5]{(EI)/(Nh)}$$

$$\begin{aligned}T &= 0.8 \text{ m} \\ Z_f &= 1.8 \times 0.84 \text{ m} \\ Z_f &= 1.44 \text{ m}\end{aligned}$$



Gambar 5.1 Gambar tekanan aktif & pasif

Tabel 5.1 Rekap nilai hasil tekanan tekanan tanah aktif dan pasif pada galian 7 meter.

No	Ea	Jarak ke titik O	Momen
1	4.8	6.44	30.912
2	5.376	5.74	30.85824
3	7.812	2.94	22.96728
4	7.812	2.94	22.96728
5	7.812	2.44	19.06128
6	12.816	1.06	13.58496
7	12.46	1.06	13.2076
8	22.68	1.06	24.0408
9	17.355	1.9	32.9745
10	$0.9(d-3.56)$	$0.5d + 1.78$	$0.45D^2 + 1.57D - 5.7$
11	$2.68(d-3.56)$	$0.5d + 1.78$	$1.35D^2 + 4.71D - 17.1$
12	$5.2(d-3.56)$	$0.5d + 1.78$	$2.56D^2 + 8.95D - 32.5$
13	$6.9(d-3.56)$	$0.5d + 1.78$	$3.3D^2 + 11.6D - 42.24$
14	$0.6D^2 - 4.272D + 12.17$	$0.67D + 1.17$	$0.4D^3 - 2.16D^2 + 3.15D + 14.24$
15	$0.6D^2 - 3.56D$	$0.67D$	$0.4D^3 - 2.39D^2$
		Total	$0.8D^3 + 3.11D^2 - 30D + 96.32$

No	Ep	Jarak ke titik O	Momen
16	40.08239407	0.23	9.218950636
17	$0.6D^2 - 5.7D + 12.17$	$0.5d + 1.78$	$0.3D^3 - 1.78D^2 - 4.15D + 21.6$
18	$0.45D^2 - 2.82D + 6.27$	$0.67D + 1.17$	$0.2D^3 - 1.54D^2 + 0.9D + 7.34$
		Total	$0.5D^3 - 3.32D^2 - 3.25D + 38.14$

Tabel 5.2 Rekap nilai hasil tekanan horizontal akibat beban lalu lintas pada galian 7 meter.

Titik	H	Ka	Kp	C	$2C(Ka)^{0,5}$	q	δH
a	0	0.96	-	2.5	4.898979486	1.2	4.8
b	4	0.96	-	2.5	4.898979486	1.2	4.608
c	4	0.93	-	3	5.786190457	1.2	4.464
d	7	0.93	-	3	5.786190457	1.2	7.812
e	7	0.89	-	3.5	6.603786792	1.2	7.476
f	8.44	0.89	-	3.5	6.603786792	1.2	9.01392
g	8.44	0.81	-	6	10.8	1.2	14.4
h	d-3.56	0.81	-	6	10.8	1.2	$0.9(d-3.56)$
i	0	-	1.11	3.5	7.374957627	0	0
j	1.44	-	1.11	3.5	7.374957627	0	0
k	1.44	-	1.23	6	13.30864381	0	0
l	d-3.56	-	1.23	6	13.30864381	0	0

Perhitungan kedalaman secant pile bisa didapatkan dengan mengambil Sigma momen dititik A sama dengan nol dapat dilihat pada perhitungan **tabel 5.1** dan **gambar 5.1**.

Untuk mencari panjang yang tertanam ke dalam tanah (d) dapat dilakukan persamaan $\sum M = 0$

$$\sum M = \sum MP - \sum MA$$

$$\sum M = -0.3D^3 - 6.43D^2 + 26.75D - 58.18$$

Setelah menggunakan rumus abc didapatkan nilai d = 1.91 m. Direncanakan dengan SF = 1.5, maka kedalaman penanaman sheet pile : $1.91 \times 1.5 = 2.865$ m, dengan demikian panjang total kebutuhan sheet pile (H) adalah kedalaman galian + kedalaman penanaman : $7 + 2.865 = 9.865$ m ≈ 10 m.

5.2.1 Perhitungan Kedalaman Secant Pile Berdasarkan *Hydrodynamic*.

Kedalaman yang aman terhadap hydrodynamic berarti konstruksi dinding aman pada saat proses penggalian, sehingga nantinya aliran air tanah tidak akan menjadi masalah yang serius dan penggalian aman dilakukan.

Kedalaman Dc aman dapat dihitung dengan mengontrol rasio antara nilai gradien hidrolis i dengan gradien hidrolis kritis.

$i \text{ (gradien hidrolis)} \times SF < i_{cr} \text{ (gradien hidrolis kritis)}$

$i_{exit} \times 1.2 < i_{critical}$

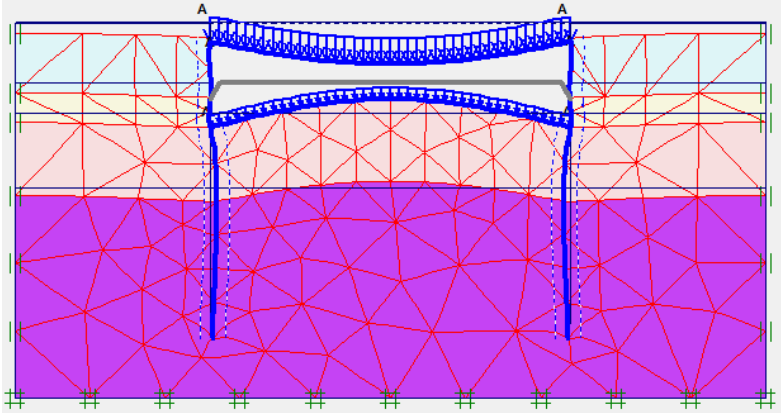
$$\begin{aligned} \frac{\Delta h}{Dc} \times 1.2 &< \frac{\gamma'}{\gamma_w} \\ \frac{7}{Dc} \times 1.2 &< \frac{0.65}{1} \\ 8.4 &< 0.65 Dc \end{aligned}$$

$$Dc > 12.92 \text{ m} \approx 13 \text{ m (Dipakai)}$$

Kedalaman secant pile kontrol *Hydrodynamic* > kedalaman rencana awal , sehingga dipakai dalam pemancangan $13\text{m} + 7\text{m}$ galian.

5.2.2 Perhitungan menggunakan Plaxis 8.2.

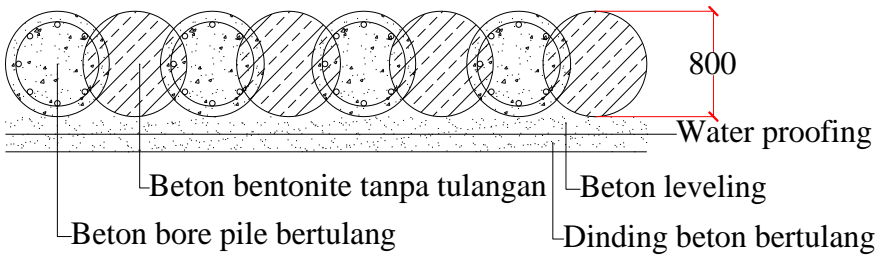
Dari perhitungan Momen didapatkan besarnya momen maksimal M_{max} 47.04 tm. Sedangkan hasil dari hasil plaxis 8.2. didapat M_{max} 48.3 tm , displacement 0.1 cm , Geser 21.9 tm. (Gambar 5.2).



Gambar 5.2. Output PLAXIS.8.2.

5.2.3 Penulangan secant pile

Dinding penahan tanah menggunakan *secant pile* merupakan perencanaan dari *underpass* bundaran PTC. Struktur ini merupakan kombinasi antara penggunaan beton *bore pile* dengan beton *bentonite* tanpa tulangan. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada **gambar 5.3**



Gambar 5.3 Struktur *secant pile*

a. Penulangan *bore pile*

Untuk perencanaan *bore pile* direncanakan berdasarkan momen maksimum yang terjadi $M_{max} = 48.3 \text{ tm}$, maka direncanakan tulangan *bore pile*:

- Mutu beton (f'_c) = 40 Mpa
- Mutu baja (f_y) = 400 Mpa
- M_{max} = 48.3 tm
- Diameter *bore pile* = 800 mm
- Diameter tulangan utama = 25 mm
- Diameter tulangan geser = 16 mm

$$\begin{aligned}
 \rho_{balance} &= \frac{0,85 \times f'_c \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 40 \times 0,8}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\
 &= 0,0408 \\
 \rho_{max} &= 0,75 \times \rho_{balance} \\
 &= 0,75 \times 0,0408 \\
 &= 0,0306
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{400} = 0,0035 \\ b &= \frac{Ag}{0,8D} = \frac{0,25 \times \pi \times 0,8^2}{0,8 \times 0,8} = 0,785 \text{ m} \\ d &= 0,8 D = 0,8 \times 0,8 = 0,64 \text{ m}\end{aligned}$$

- Koefisien Ketahanan

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{483000000}{0,85 \times 785 \times 640^2} = 1,766 \text{ N/mm}^2 \\ m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76 \\ \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{11,76} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 1,766}{400}} \right] \\ &= 0,0045\end{aligned}$$

$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{maks}}$, maka digunakan ρ_{perlu}

- Luas tulangan

$$\begin{aligned}A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0045 \times 785 \times 640 \\ &= 2260,8 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan tulangan 6D25 ($A_s = 2945,24 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan:

$$\begin{aligned}&= (\pi \times \text{diameter pondasi}) / \text{jumlah tulangan} \\ &= (\pi \times 80) / 6 \\ &= 41,88 \text{ cm}\end{aligned}$$

- Tulangan geser

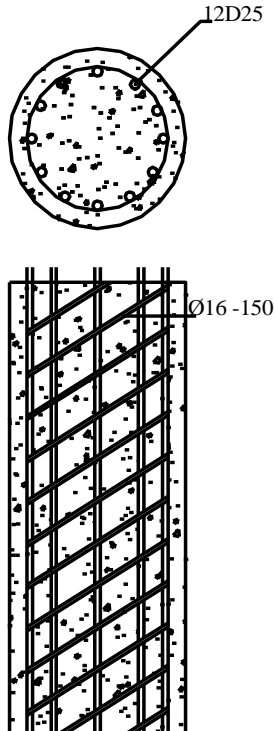
Nilai V_u yang didapat dari hasil analisa program PLAXIS 8.2 adalah sebesar 219.56 KN,

Kekuatan beton:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 785 \times 640 \\ &= 317745.65 \text{ N} = 317,745 \text{ KN} \end{aligned}$$

$\phi \cdot V_c \cdot 0.5 > V_u$ (tidak perlu tulangan geser)

Dari perhitungan di atas tidak memerlukan tulangan geser. Namun untuk alasan keamanan, tetap direncanakan tulangan geser dengan diameter $\emptyset 16$. (**Gambar 5.4**)



Gambar 5.4 Penulangan *secant pile*

5.2.4 Kontrol menggunakan PCACOL

```

Material Properties:
=====
f'c   = 40 MPa                fy   = 400 MPa
Ec    = 29725.4 MPa           Es   = 199955 MPa
Ultimate strain = 0.003 mm/mm
Beta1 = 0.759934

Section:
=====
Circular:   Diameter = 800 mm

Gross section area, Ag = 502655 mm^2
Ix = 2.01062e+010 mm^4      Iy = 2.01062e+010 mm^4
Xo = 0 mm                   Yo = 0 mm

Reinforcement:
=====
Bar Set: ASTM A615M
Size Diam (mm) Area (mm^2)  Size Diam (mm) Area (mm^2)  Size Diam (mm) Area (mm^2)
-----
# 10      10       71    # 13      13      129    # 16      16      199
# 19      19      284    # 22      22      387    # 25      25      510
# 29      29      645    # 32      32      819    # 36      36     1006
# 43      43     1452    # 57      57     2581

Confinement: Tied; #10 ties with #32 bars, #13 with larger bars.
phi(a) = 0.8, phi(b) = 0.9, phi(c) = 0.65

Layout: Circular
Pattern: All Sides Equal (Cover to transverse reinforcement)
Total steel area: As = 6120 mm^2 at rho = 1.22%
12 #25   Cover = 50 mm

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:
=====
No.      Pu      Mux      Muy      fMnx      fMny      fMn/Mu      Phi
-----
1        219.56   483.00   483.00   532.05   532.05   1.102      0.900

*** End of output ***

```

Gambar 5.5 Output PCACOL

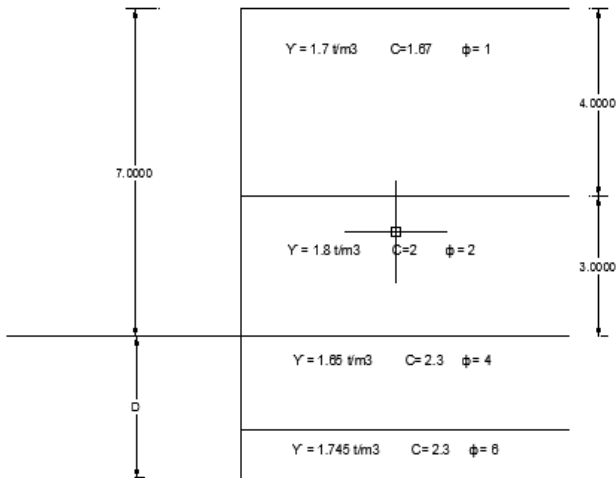
Karena dari hasil kontrol PCACOL rencana 6D25 tidak memenuhi luas tulangan $\geq 1\%$ maka jumlah tulangan di rubah menjadi 12D25 dengan kekuatan tulangan 532kNm. **Gambar 5.5**

5.3 Perencanaan Perkuatan Sheet Pile Pada Tanah Asli

Penentuan kedalaman Sheet Pile yang diperlukan sangat tergantung pada besaran tekanan tanah horizontal yang bekerja, akibat tekanan tanah horizontal yang bekerja pada turap akan mengakibatkan momen pada dasar sebuah turap. Prinsipnya sebuah turap akan berdiri dengan aman jika jumlah momen akibat tekanan tanah horizontal aktif lebih kecil daripada momen akibat tekanan tanah horizontal pasif pada turap. Dengan persamaan momen, kebutuhan dan kedalaman penanaman sheet pile bisa ditentukan.

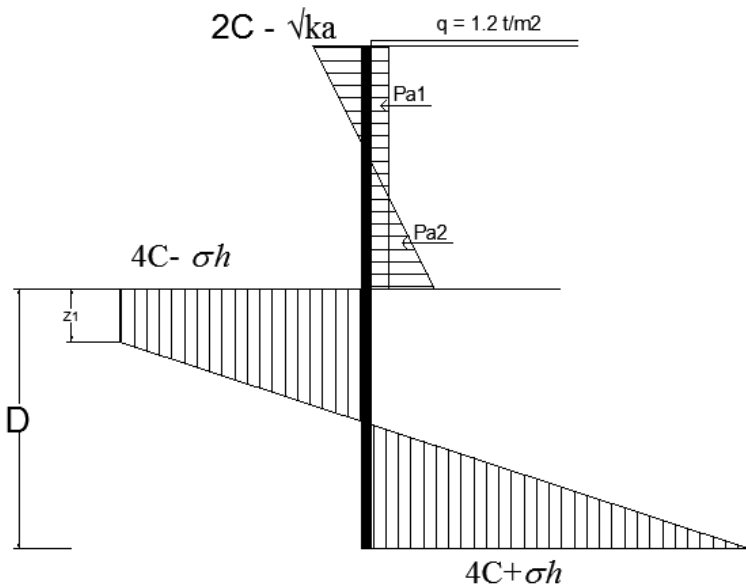
5.3.1. Perencanaan perkuatan sheet pile untuk galian dengan tinggi, $h = 7$ m

Dari data dan parameter tanah yang telah didapatkan untuk kedalaman galian 7 meter dapat derencanakan dinding penahan tanah menggunakan sheet pile seperti **gambar 5.6**. Penentuan titik jepit sheet pile dengan cara berikut :



Gambar 5.6 Lapisan dan parameter tanah

Perhitungan kedalaman *sheet pile* pada galian 7m



Gambar 5.7 Diagram Tegangan *Sheet pile*

- Koefisien tekanan tanah aktif
 $K_a = \tan^2(45 - \theta/2)$
 $K_a = \tan^2(45 - 1/2) = 0,96$
 - Tekanan tanah aktif
 - a $= q \times K_a = 1,2 \times 0,96 = 1,152 \text{ t/m}^2$
 - b $= K_a \times \gamma t_1 \times H$
 $= 0,96 \times 0,7 \times 2,13$
 $= 1,43 \text{ t/m}^2$
- $Pa_1 = q \times K_a \times H = 1,2 \times 0,96 \times 7 = 8 \text{ t/m}$
 $Pa_2 = 0,5 \times K_a \times \gamma t_1 \times H^2$
 $= 0,5 \times 0,96 \times 0,7 \times (2,13)^2 = 1,52 \text{ t/m}$

$$P_{\text{atotal}} = P_{a1} + P_{a2} = 8 + 1.52 = 9.52 \text{ t/m}$$

$$\begin{aligned} z &= \frac{1}{P_{\text{atotal}}} x \left(\left(\frac{P_{a1} x H}{2} \right) + \left(\frac{P_{a2} x H}{3} \right) \right) \\ &= \frac{1}{9.52} x \left(\left(\frac{8 x 7}{2} \right) + \left(\frac{1.52 x 7}{3} \right) \right) = 3,31 \text{ m} \end{aligned}$$

- Total kedalaman *sheet pile*

$$\begin{aligned} \sigma h &= q + (\gamma \times h) - 2c \\ &= 1.2 + ((0.7 \times 7) - 2 \times 1.67) \\ &= 2.76 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$d = 4C - \sigma h = (4 \times 1,67) - 2,76 = 3,92 \text{ t/m}^2$$

Persamaan untuk mencari nilai D sebagai berikut :

$$dD^2 - 2DP_{\text{atotal}} - \frac{P_{\text{atotal}}(P_{\text{atotal}} + 12.C.Z)}{h + 2C}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka : } (3,31) D^2 - 2(9.52)D - \frac{9.52(9.52 + 12.1,67.3,31)}{2.76 + 2.1,67} \\ : 3,92D^2 - 19.04 D - 118.4 \end{aligned}$$

Dari persamaan diatas maka dihasilkan D = 8.4 m

Untuk desain kedalaman, panjang *sheet pile* perlu dikalikan dengan safety factor sebesar 1,5

$$\begin{aligned} \text{Panjang total } \textit{sheet pile} &= H + (D \times 1,5) \\ &= 7 + (8.4 \times 1,5) = 19.6 \text{ m} \end{aligned}$$

Maka, panjang *sheet pile* yang digunakan adalah 20 m

- Mencari M_{max} pada *sheet pile*

$$z_1 = P_{atotal}/d = 9.52/3.31 = 2.88 \text{ m}$$

$$M_{max} = P_{atotal} (z+z_1) - \frac{d \cdot z_1^2}{2}$$

$$M_{max} = 9.52 (3,31+2.88) - \frac{3.92 \cdot 2.88^2}{2} = 42.67 \text{ tm}$$

$$x = \frac{P_{atotal}}{d} = \frac{9.52}{3.92} = 2,42 \text{ m}$$

- kontrol dan pemilihan type sheet pile

Berdasarkan *Brosur Dari PELINDO* didapatkan spesifikasi untuk sebagai berikut :

$$M \text{ beban} = 42.67 \text{ tm} = 42.67 \times 10^5 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_b = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = M_{max} / \sigma_b$$

$$= 42.67 \times 10^5 / 1200$$

$$= 3555.83 \text{ cm}^3$$

Jadi :

$$\text{type turap beton} = \text{KWSP} - V_L$$

$$\text{Modulus section} = 7240 \text{ cm}^3$$

$$\text{Maka, } W \text{ beban} = 3555.83 \text{ cm}^3 < \text{Modulus section} = 7240 \text{ cm}^3$$

$$SF = \text{Modulus section} / W \text{ beban} \geq 2$$

$$= 7240 / 3555.83 \geq 2$$

$$= 2.03 \geq 2 \text{ (OK)}$$

5.3.2 Perhitungan Kedalaman Sheet Pile Berdasarkan *Hydrodynamic*.

Kedalaman yang aman terhadap hydrodynamic berarti konstruksi dinding aman pada saat proses penggalian, sehingga nantinya aliran air tanah tidak akan menjadi masalah yang serius dan penggalian aman dilakukan.

Kedalaman D_c aman dapat dihitung dengan mengontrol rasio antara nilai gradien hidrolis i dengan gradien hidrolis kritis.

$$i (\text{gradien hidrolis}) \times SF < i_{cr} (\text{gradien hidrolis kritis})$$

$$i_{exit} \times 1.2 < i_{critical}$$

$$\frac{\Delta h}{Dc} \times 1.2 < \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

$$\frac{7}{Dc} \times 1.2 < \frac{0.65}{1}$$

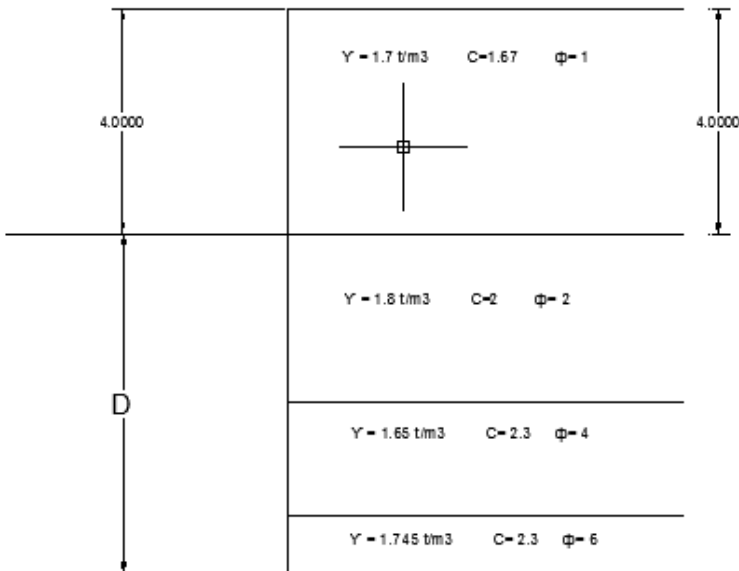
$$8.4 < 0.65 Dc$$

$$Dc > 12.92 \text{ m} \approx 13 \text{ m}$$

Kedalaman secant pile kontrol *Hydrodynamic* > kedalaman rencana awal , sehingga dipakai dalam pemancangan 13m + 7m galian.

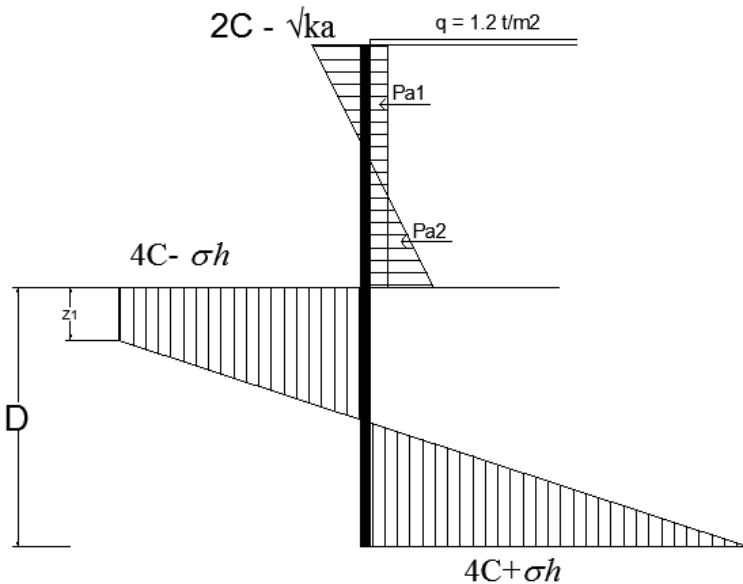
5.4 Perencanaan perkuatan sheet pile untuk galian dengan tinggi, $h = 4 \text{ m}$

Dari data dan parameter tanah yang telah didapatkan untuk kedalaman galian 4 meter dapat derencanakan dinding penahan tanah menggunakan sheet pile seperti **gambar 5.7**. Penentuan titik jepit sheet pile dengan cara berikut :



Gambar 5.8 Lapisan dan parameter tanah

Perhitungan kedalaman *sheet pile* pada galian 4 m



Gambar 5.9 Diagram Tegangan *Sheet pile*

- Koefisien tekanan tanah aktif
 $K_a = \tan^2(45 - \theta/2)$
 $K_a = \tan^2(45 - 1/2) = 0,96$
 - Tekanan tanah aktif
 - a $= q \times K_a = 1.2 \times 0,96 = 1.152 \text{ t/m}^2$
 - b $= K_a \times \gamma t_1 \times H$
 $= 0,96 \times 0,7 \times 4$
 $= 2.6 \text{ t/m}^2$
- $Pa_1 = q \times K_a \times H = 1,2 \times 0,96 \times 7 = 4.6 \text{ t/m}$

$$\begin{aligned}
 Pa2 &= 0,5 \times Ka \times y_{t1} \times H^2 \\
 &= 0,5 \times 0,96 \times 0,7 \times (4)^2 = 5.3 \text{ t/m} \\
 P_{\text{atotal}} &= Pa1 + Pa2 = 4.6 + 5.3 = 9.9 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 z &= \frac{1}{P_{\text{atotal}}} \times \left(\left(\frac{Pa1 \times H}{2} \right) + \left(\frac{Pa2 \times H}{3} \right) \right) \\
 &= \frac{1}{9.9} \times \left(\left(\frac{4.6 \times 4}{2} \right) + \left(\frac{5.3 \times 4}{3} \right) \right) = 1,64 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Total kedalaman *sheet pile*

$$\begin{aligned}
 \sigma_h &= q + (\gamma \times h) - 2c \\
 &= 1.2 + (0.7 \times 4) - 2 \times 1.67 \\
 &= 0.66 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$d = 4C - \sigma_h = (4 \times 1,67) - 0.66 = 6 \text{ t/m}^2$$

Persamaan untuk mencari nilai D sebagai berikut :

$$dD^2 - 2DP_{\text{atotal}} - \frac{P_{\text{atotal}}(P_{\text{atotal}} + 12.C.Z)}{h + 2C}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Maka : } (6) D^2 - 2(9.9)D - \frac{9.9(9.9 + 12.1,67.1.64)}{0.66 + 2.1,67} \\
 : 6D^2 - 19.8 D - 105.8
 \end{aligned}$$

Dari persamaan diatas maka dihasilkan D = 6.16 m

Untuk desain kedalaman, panjang *sheet pile* perlu dikalikan dengan safety factor sebesar 1,5

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang total } \textit{sheet pile} &= H + (D \times 1,5) \\
 &= 7 + (6.16 \times 1,5) = 16.24 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Maka, panjang *sheet pile* yang digunakan adalah 17 m

- Mencari M_{max} pada *sheet pile*

$$z_1 = P_{atotal}/d = 9.9/6 = 1.65 \text{ m}$$

$$M_{max} = P_{atotal} (z+z_1) - \frac{d \cdot z_1^2}{2}$$

$$M_{max} = 9.9 (1.64+1.65) - \frac{6 \cdot 1.65^2}{2} = 24.4 \text{ tm}$$

$$x = \frac{P_{atotal}}{d} = \frac{9.9}{6} = 1.65 \text{ m}$$

- kontrol dan pemilihan type sheet pile

Berdasarkan *Brosur Dari PELINDO* didapatkan spesifikasi untuk sebagai berikut :

$$M \text{ beban} = 24.4 \text{ tm} = 24.4 \times 10^5 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_b = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = \frac{M_{max}}{\sigma_b} = \frac{24.4 \times 10^5}{1200} = 2033.33 \text{ cm}^3$$

Jadi :

$$\text{type turap beton} = \text{KWSP - IV}$$

$$\text{Modulus section} = 5380 \text{ cm}^3$$

$$\text{Maka, } W \text{ beban} = 2033.33 \text{ cm}^3 < \text{Modulus section} = 5380 \text{ cm}^3$$

$$SF = \text{Modulus section} / W \text{ beban} \geq 2$$

$$= 5380 / 2033.33 \geq 2$$

$$= 2.64 \geq 2 \text{ (OK)}$$

5.4.1. Perhitungan Kedalaman Sheet Pile Berdasarkan *Hydrodynamic*.

Kedalaman yang aman terhadap hydrodynamic berarti konstruksi dinding aman pada saat proses penggalian, sehingga nantinya aliran air tanah tidak akan menjadi masalah yang serius dan penggalian aman dilakukan.

Kedalaman D_c aman dapat dihitung dengan mengontrol rasio antara nilai gradien hidrolis i dengan gradien hidrolis kritis. i (gradien hidrolis) $\times SF < i_{cr}$ (gradien hidrolis kritis)

$i_{exit} \times 1.2 < i_{critical}$

$$\begin{aligned}\frac{\Delta h}{D_c} \times 1.2 &< \frac{\gamma'}{\gamma_w} \\ \frac{7}{D_c} \times 1.2 &< \frac{0.65}{1} \\ 8.4 &< 0.65 D_c \\ D_c &> 12.92 \text{ m} \approx 13 \text{ m}\end{aligned}$$

Kedalaman secant pile kontrol *Hydrodynamic* > kedalaman rencana awal, sehingga dipakai dalam pemancangan 13m + 7m galian.

5.5 Perencanaan Perkuatan Dinding Diafragma pada Tanah Asli

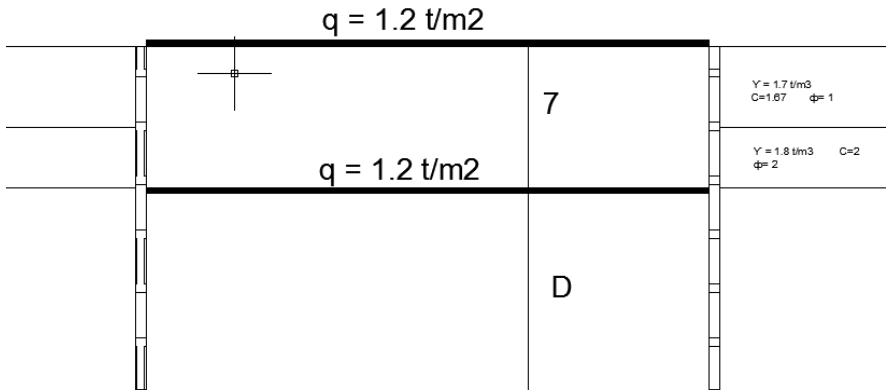
5.5.1 Perencanaan Dinding Diafragma Untuk Galian Dengan Tinggi, $h = 7 \text{ m}$

Dari data dan parameter tanah yang telah didapatkan untuk kedalaman galian 7 meter dapat derencanakan dinding penahan tanah menggunakan *Diafragma Wall* seperti **gambar 5.9**. Penentuan titik jepit dinding diafragma dengan cara berikut :

$$\begin{aligned}Z_f &= 1.8 \text{ T} \\ E &= 200000 \text{ N/mm}^2 \\ I &= 32900 \text{ cm}^4 \\ N_h &= 350 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

$$T = \sqrt[5]{(EI)/(Nh)}$$

$$\begin{aligned}T &= 1.9 \text{ m} \\ Z_f &= 1.8 \times 1.9 \text{ m} \\ Z_f &= 3.4 \text{ m}\end{aligned}$$



Gambar 5.10 Lapisan dan parameter tanah

Tabel 5.3 Rekap nilai hasil tekanan horizontal akibat beban merata diatas *underpass* pada galian 7 meter.

Titik	H	Ka	Kp	C	$2C(Ka)^{0.5}$	q	δH
a	0	0.96	-	2.5	4.898979486	1.2	4.8
b	4	0.96	-	2.5	4.898979486	1.2	4.608
c	4	0.93	-	3	5.786190457	1.2	4.464
d	7	0.93	-	3	5.786190457	1.2	7.812
e	7	0.89	-	3.5	6.603786792	1.2	7.476
f	10.4	0.89	-	3.5	6.603786792	1.2	11.1072
g	10.4	0.81	-	6	10.8	1.2	10.1088
h	d-1.6	0.81	-	6	10.8	1.2	$1.2(d-1.6)$
i	0	-	1.11	3.5	7.374957627	0	0
j	3.4	-	1.11	3.5	7.374957627	0	0
k	3.4	-	1.23	6	13.30864381	0	0
l	d-1.6	-	1.23	6	13.30864381	0	0

Tabel 5.4 Rekap nilai hasil tahanan tekanan tanah aktif dan pasif pada galian 7 meter .

No	Ea	Jarak ke titik O	Momen
1	4.8	8.4	40.32
2	5.376	7.7	41.3952
3	7.812	4.9	38.2788
4	7.812	4.9	38.2788
5	7.812	4.4	34.3728
6	12.816	0.9	11.5344
7	12.46	0.9	11.214
8	22.68	0.9	20.412
9	17.355	0.83	14.40465
10	$0.9(d-1.6)$	$0.5d + 0.8$	$0.45D^2 - 1.44D - 1.15$
11	$2.68(d-1.6)$	$0.5d + 0.8$	$1.35D^2 - 4.32D - 3.45$
12	$5.2(d-1.6)$	$0.5d + 0.8$	$2.56D^2 - 8.2D - 6.55$
13	$6.9(d-1.6)$	$0.5d + 0.8$	$3.32D^2 - 10.66D - 8.515$
14	$0.6D^2 - 1.92D + 1.54$	$0.67D + 0.53$	$0.4D^3 - 0.962D^2 + 0.82$
15	$0.3D^2 + 0.54D - 1.63$	$0.67D$	$0.2D^3 + 0.36D^2 - 1.09D$
		Total	$0.6D^3 + 7.08D^2 - 25.71D + 230.575$

No	Ep	Jarak ke titik O	Momen
16	40.08239407	0.83	33.26838708
17	$0.9D^2 - 2.88D + 2.3$	$0.5d + 0.8$	$0.45D^3 - 0.72D^2 - 1.15D + 1.84$
18	$0.45D^2 - 1.44D + 1.15$	$0.67D + 0.53$	$0.3D^3 - 0.72D^2 + 0.6$
		Total	$0.75D^3 - 1.44D^2 - 1.15D + 35.71$

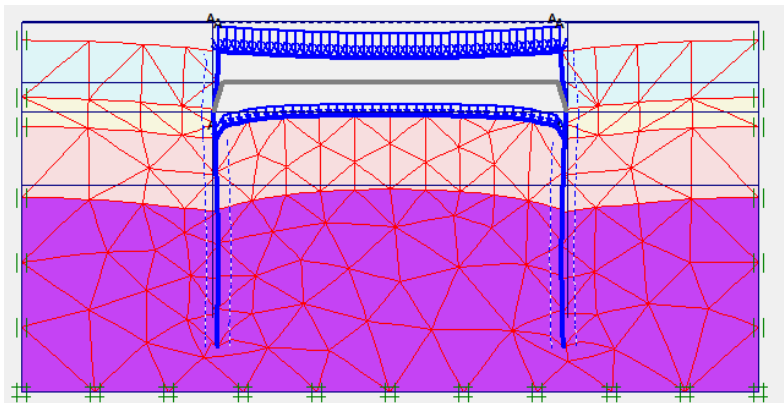
Perhitungan kedalaman sheet pile bisa didapatkan dengan mengambil Sigma momen dititik A sama dengan nol dapat dilihat pada perhitungan **tabel 5.5**.

Untuk mencari panjang yang tertanam ke dalam tanah (d) dapat dilakukan persamaan $\sum M = 0$

$$\begin{aligned}\sum M &= \sum M_P - \sum M_A \\ \sum M &= 0.15D^3 - 8.52D^2 + 24.56D - 194.86\end{aligned}$$

Setelah menggunakan rumus abc didapatkan nilai $d = 1.29$ m. Direncanakan dengan $SF = 1.5$, maka kedalaman penanaman diafragma wall : $1.29 \times 1.5 = 1.935$ m, dengan demikian panjang total kebutuhan sheet pile (H) adalah kedalaman galian + kedalaman penanaman : $7 + 1.935 = 8.935$ m ≈ 9 m.

Dari perhitungan Momen didapatkan besarnya momen maksimal M_{max} 54.22 tm. Sedangkan momen dari hasil plaxis 8.2. didapat M_{max} 71.2 tm , displacement 1,9 cm , geser 33,7 tm. **(Gambar 5.10)**



Gambar 5.11 Mmax dan shear pada diafragma.

5.5.2 Perhitungan Kedalaman Dinding Berdasarkan *Hydrodynamic*

Perhitungan kedalaman berdasar Hydrodynamic.

Kedalaman yang aman terhadap hydrodynamic berarti konstruksi dinding aman pada saat proses penggalian, sehingga nantinya aliran air tanah tidak akan menjadi masalah yang serius dan penggalian aman dilakukan.

Kedalaman D_c aman dapat dihitung dengan mengontrol rasio antara nilai gradien hidrolis i dengan gradien hidrolis kritis. i (gradien hidrolis) $\times SF < i_{cr}$ (gradien hidrolis kritis)
 $i_{exit} \times 1.2 < i_{critical}$

$$\frac{\Delta h}{D_c} \times 1.2 < \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

$$\frac{7}{D_c} \times 1.2 < \frac{0.65}{1}$$

$$8.4 < 0.65 D_c$$

$$D_c > 12.92 \text{ m} \approx 13 \text{ m (Dipakai)}$$

5.5.3. Kontrol terhadap uplift

Adanya beban uplift dan air tanah mengakibatkan konstruksi terkena bahaya beban angkat keatas. Keadaan ini sangat berbahaya karena dapat mempengaruhi kestabilan struktur Underpass terutama pada saat pembangunan pelat paling dasar pada kedalaman -7.00 m sudah selesai. Untuk itu dilakukan analisa kesetimbangan beban antara Uplift sebagai berikut.

$$\begin{aligned} F_u &= \gamma_w \cdot h_w \cdot A_{\text{pelat}} \\ F_u &= 10 \times 7 \times 28 \\ &= 1960 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk berat struktur *underpass* adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} W_{\text{dinding}} &= \gamma_{\text{beton}} \times h_{\text{dinding}} \times L_{\text{dinding}} \times t_{\text{dinding}} \times n \\ &= 24 \times 20 \times 1 \times 1 \times 2 \\ &= 960 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{pelat atas}} &= \gamma_{\text{beton}} \times t_{\text{pelat atas}} \times A_{\text{pelat atas}} \\ &= 24 \times 1.25 \times 28 \\ &= 840 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{pelat bawah}} &= \gamma_{\text{beton}} \times t_{\text{pelat bawah}} \times A_{\text{pelat bawah}} \\ &= 24 \times 1.25 \times 28 \\ &= 840 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$W_{\text{struktur}} = 960 + 840 + 840 = 2640 \text{ kN}$$

$$SF = \frac{W}{FU} = \frac{2640 \text{ kN}}{1960 \text{ kN}} = 1.35 > 1.2 \dots OK$$

5.5.4. Perhitungan tulangan Diafragma Wall

a. Penulangan dinding diafragma

Untuk perencanaan dinding diafragma direncanakan berdasarkan momen maksimum yang terjadi $M_{\text{max}} = 71.2 \text{ tm}$, maka direncanakan tulangan dinding:

- Mutu beton (f'_c) = 40 Mpa
- Mutu baja (f_y) = 400 Mpa
- M_{max} = 71.2 tm
- Tebal dinding diafragma = 1000 mm
- Diameter tulangan utama = 25 mm
- Diameter tulangan bagi = 19 mm
- Diameter tulangan geser = 16 mm
- Selimut beton = 50 mm

$$\begin{aligned} d &= t - \text{selimut beton} - 0.5\phi_{\text{tul utama}} - \phi_{\text{tul memanjang}} \\ &= 928 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0.85 \times f'_c \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 40 \times 0.8}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0.0308 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0,75 \times 0,0408 \\ &= 0,02295\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{400} = 0,0035\end{aligned}$$

- Koefisien Ketahanan

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{712000000}{0,85 \times 1000 \times 928^2} = 0,97 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{11,76} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 0,97}{400}} \right] \\ &= 0,0025\end{aligned}$$

$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{maks}}$, maka digunakan ρ_{\max}

- Luas tulangan

$$\begin{aligned}A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 928 \\ &= 3248 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan tulangan Ø25 – 150 ($A_s = 3272.53 \text{ mm}^2$)

Untuk tulangan bagi diambil 20% dari A_s terpasang:

$$\begin{aligned}A_s &= 20\% \times 3272.53 \\ &= 654.5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dipakai tulangan bagi Ø19 – 150 ($A_s = 945 \text{ mm}^2$)

- Tulangan geser

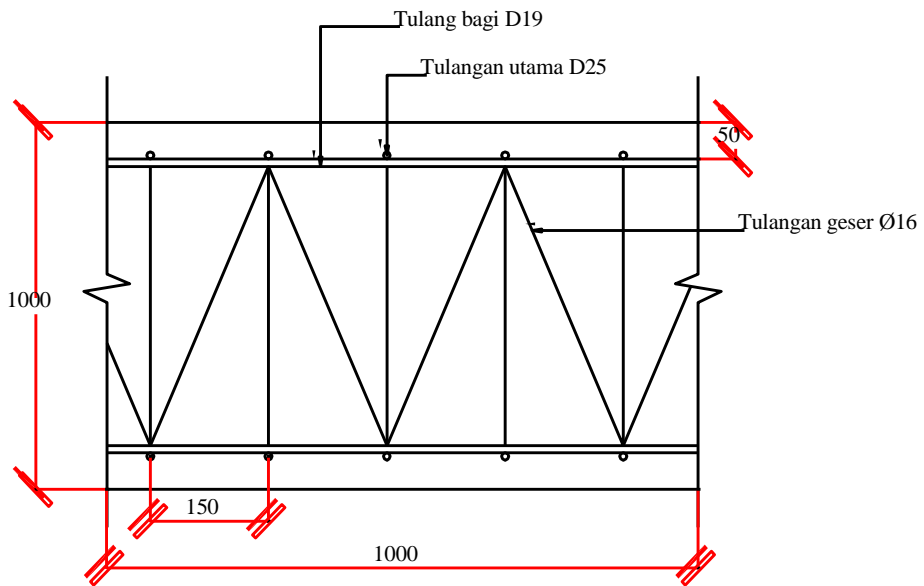
Nilai V_u yang didapat dari hasil analisa program PLAXIS 8.2 adalah sebesar 337.29 KN,

Kekuatan beton:

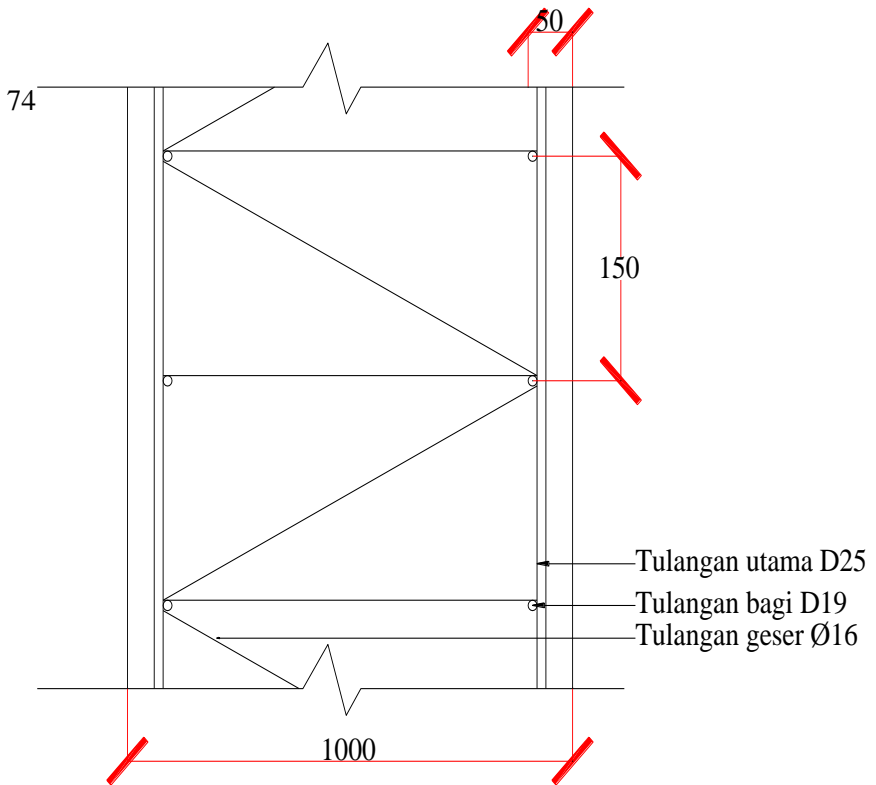
$$\begin{aligned}V_c &= 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 1000 \times 928 \\ &= 586918.73 \text{ N} = 586,91 \text{ KN}\end{aligned}$$

$\phi \cdot V_c \cdot 0.5 > V_u$ (tidak perlu tulangan geser)

Dari perhitungan di atas tidak memerlukan tulangan geser. Namun untuk alasan keamanan, tetap direncanakan tulangan geser dengan diameter $\varnothing 16$.



Gambar 5.12 Penulangan dinding tampak atas



Gambar 5.13 Penulangan dinding tampak samping

5.5.5 Kontrol menggunakan PCACOL

```

Material Properties:
=====
f'c   = 40 MPa                fy   = 400 MPa
Ec    = 29725.4 MPa           Es   = 199955 MPa
Ultimate strain = 0.003 mm/mm
Beta1 = 0.759934

Section:
=====
Rectangular: Width = 1000 mm      Depth = 1000 mm

Gross section area, Ag = 1e+006 mm^2
Ix = 8.33333e+010 mm^4           Iy = 8.33333e+010 mm^4
Xo = 0 mm                       Yo = 0 mm

Reinforcement:
=====
Bar Set: ASTM A615M
Size Diam (mm) Area (mm^2)      Size Diam (mm) Area (mm^2)      Size Diam (mm) Area (mm^2)
-----
# 10      10      71      # 13      13      129      # 16      16      199
# 19      19     284      # 22      22     387      # 25      25     510
# 29      29     645      # 32      32     819      # 36      36    1006
# 43      43    1452      # 57      57    2581

Confinement: Tied; #10 ties with #32 bars, #13 with larger bars.
phi(a) = 0.8, phi(b) = 0.9, phi(c) = 0.65

Layout: Rectangular
Pattern: All Sides Equal (Cover to transverse reinforcement)
Total steel area: As = 10200 mm^2 at rho = 1.02%
20 #25 Cover = 50 mm

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:
=====
No.      Pu      Mux      Muy      fMnx      fMny      fMn/Mu      Phi
-----
1      337.00    712.00    712.00    1375.27    1375.27    1.932    0.900

*** End of output ***

```

Gambar 5.14 Output PCACOL

Karena dari hasil kontrol PCACOL rencana 8D25 tidak memenuhi luas tulangan $\geq 1\%$ maka jumlah tulangan di rubah menjadi 20D25 dengan kekuatan tulangan 1375 kNm.

5.6 Perhitungan Anggaran Material

Berikut ini merupakan perhitungan asumsi rencana anggaran biaya pada proyek pembangunan underpass PTC. Rencana anggaran biaya ini hanya memperhitungkan jenis material yang digunakan. Dari perhitungan anggaran material ini nantinya akan dipilih perkuatan yang paling ekonomis untuk diterapkan di lapangan.

1. Anggaran Kebutuhan material Secant Pile :

Tabel 5.5 Biaya kebutuhan material Secant Pile.

Kebutuhan material secant pile	Volume (m3)	Berat Jenis (kg/m3)	Berat (Kg)	Harga Per Kg (Rp)	Total Biaya (Rp)
Semen	1406.99	2400	6753552	1270	8577011040
Tulangan utama D25	16.72	7650	255816	7800	1995364800
Tulangan geser D16	3.79	7650	57987	7800	452298600
				Total	11024674440

2. Anggaran Kebutuhan material Diafragma Wall :

Tabel 5.6 Biaya kebutuhan material Diafragma Wall.

Kebutuhan material diafragma wall	volume (m3)	Berat Jenis (kg/m3)	Berat (Kg)	Harga Per Kg (Rp)	Total Biaya
Semen	2250.19	2400	10800912	1270	13717158240
Tulangan vertical D25	22.37	7650	342261	7800	2669635800
Tulangan bagi D19	4.3	7650	65790	7800	513162000
Tulangan geser D16	3.14	7650	48042	7800	374727600
				Total	17274683640

3. Anggaran Kebutuhan material Sheet Pile :

Tabel 5.7 Biaya kebutuhan material Sheet Pile.

Kebutuhan material sheet pile	Bentang kedalaman	Tipe	Panjang (m)	Lebar Pile (m)	Kedalaman (m)	Jumlah	Berat (kg)	Harga Per Kg (Rp)	Total biaya (Rp)
KWSP - V _L	4m - 7m	Double Box	196	0.5	20	1568	105	7800	25683840000
KWSP - IV	0 - 4m	Double Box	97	0.4	17	970	76.1	7800	9788134200

4. Anggaran biaya struktur *underpass*

Tabel 5.8 Total biaya struktur *underpass*

No	Kebutuhan material underpass	Biaya
1	Sheet Pile Baja KWSP - VL	25683840000
	Sheet Pile Baja KWSP - IV	9788134200
	Secant pile	11024674440
	Total	46496648640
2	Sheet Pile Baja KWSP - VL	25683840000
	Sheet Pile Baja KWSP - IV	9788134200
	Diafragma wall	17274683640
	Total	52746657840

“Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dari perhitungan rencana dinding perkuatan tanah didapatkan hasil dimensi perencanaan dinding untuk underpass PTC :

1. Secant pile
Diameter : 0.8 m
Tulangan : D25
Tulangan geser : D16
2. Diafragma Wall
Tebal : 1 m
Tulangan Utama: D25
Tulangan Bagi : D19
Tulangan Geser : D16
3. Sheet Pile Baja Galian 4m-7m
Tipe : KWSP - V_L
4. Sheet Pile Baja Galian 0m – 4m
Tipe : KWSP - IV

Displacement pada secant pile sebesar 0.8 cm dan pada diafragma wall 1.7 cm. Sedangkan dari perhitungan rencana anggaran biaya di atas didapatkan hasil Rp. 46.496.648.400 pada kombinasi secant pile dan sheet pile baja, dan Rp. 52.746.657.840 untuk kombinasi diafragma wall dan sheet pile baja. Sehingga perencanaan yang digunakan adalah dinding penahan menggunakan Secant Pile dengan diameter 0.8 m , Sheet Pile

6.1 Saran

Untuk pengembangan dan pengerjaan lebih lanjut penulis memberikan saran yang bermanfaat untuk pengerjaan proyek atau tugas akhir underpass yang akan datang, yaitu:

1. Data tanah yang digunakan tidak boleh lebih dari $\pm 500\text{m}$ dari lokasi proyek underpass agar data tanah valid.
2. Data tanah untuk underpass sepanjang 350m seharusnya ada minimal 3 titik bor.

LAMPIRAN

DAFTAR HARGA BESI BETON SNI BERBAGAI DIAMETER

Besi Beton SNI Merk IBD

CV.ARGABAJA LESTARI

No	Ukuran & Spesifikasi	Harga	
		Per Kg	Per Btg
1	Ø 8mm x 12MtrPolosTS	7,800	36,972
2	Ø 10mm x 12MtrPolosTS	7,800	57,720
3	Ø 10mm x 12MtrUlir	7,800	57,720
4	Ø 12mm x 12MtrPolosTS	7,800	83,070
5	Ø 13mm x 12MtrUlir	7,800	97,344
6	Ø 16mm x 12MtrPolosTS	7,800	147,888
7	Ø 16mm x 12MtrUlir	7,800	147,888
8	Ø 19mm x 12MtrPolosTS	7,800	208,728
9	Ø 19mm x 12MtrUlir	7,800	208,728
10	Ø 22mm x 12MtrPolosTS	7,800	278,928
11	Ø 22mm x 12MtrUlir	7,800	278,928
12	Ø 25mm x 12MtrPolosTS	7,800	360,360
13	Ø 25mm x 12MtrUlir	7,800	360,360

Product Mills Certificate & Toleransi 0,2mm

Untuk Besi Beton Ulir TS 40 + Rp.200/Kg

Harga Bisa berubah dengan konfirmasi terlebih dahulu.

Informasi : marketing.argabaja@yahoo.com

Ph : 021 917 04404 / 081220425234

LAMPIRAN

1. Semen Tiga Roda



Nama Produk	Jenis	Harga
Semen Tiga Roda 50kg	PC	Rp. 63.500,-
Semen Tiga Roda 40kg	Portland Cement	Rp. 52.000,-

Dimensions and Sectional Properties

To: IPM OTTİK
PT. Pelindo III Sby 1/2

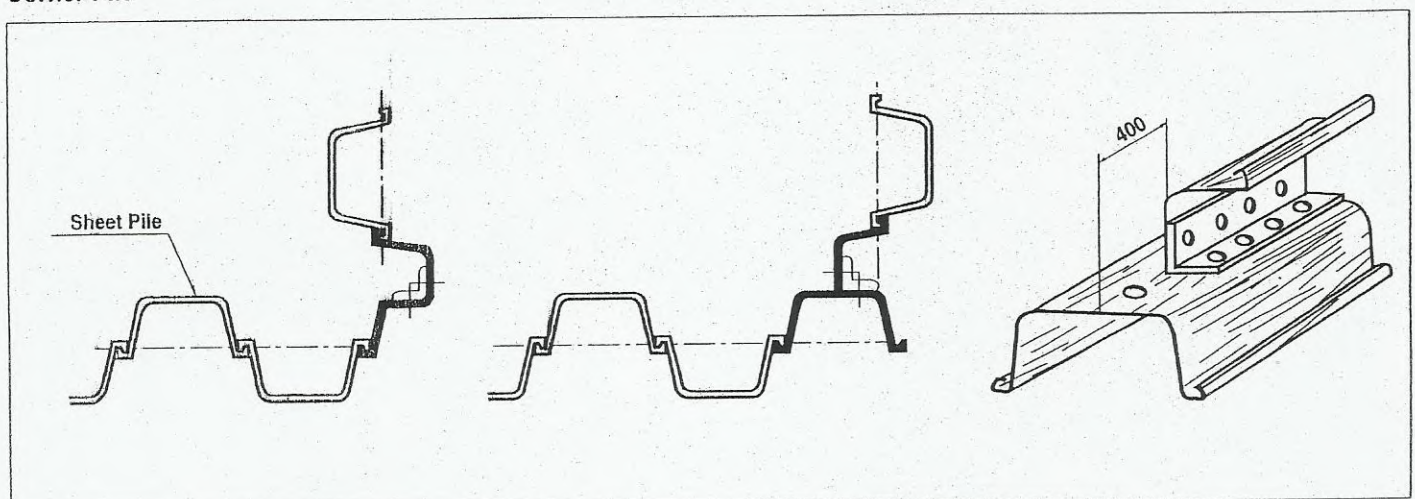
All-Box Type

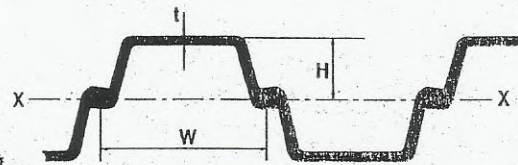
Section Number		Dimension		Sectional Area cm ²	Moment of Inertia cm ⁴	Modulus of Section cm ³
A	B	W mm	H mm			
KWSP-II	KWSP-II	400	244	306.0	26,500	2,170
KWSP-III	KWSP-III	400	297	382.0	49,000	3,300
KWSP-IIIa (E)	KWSP-IIIa (E)	400	340	372.0	60,750	3,580
KWSP-IIIa (D)	KWSP-IIIa (D)	400	344	382.0	63,800	3,700
KWSP-IV	KWSP-IV	400	387	485.0	104,000	5,380
KWSP-VL	KWSP-VL	500	445	535.2	161,000	7,240

Alternate Double-Box Type

Section Number		Dimension		Sectional Area cm ²	Moment of Inertia cm ⁴	Modulus of Section cm ³
A	B	W mm	H mm			
KWSP-II	KWSP-II	400	200	229.5	17,600	1,520
KWSP-III	KWSP-III	400	250	286.5	32,900	2,310
KWSP-IIIa (E)	KWSP-IIIa (E)	400	300	279.0	41,800	2,550
KWSP-IIIa (D)	KWSP-IIIa (D)	400	300	286.5	43,200	2,400
KWSP-IV	KWSP-IV	400	340	363.7	71,300	3,830
KWSP-VL	KWSP-VL	500	400	401.4	112,000	5,200

Corner Pile





(KS F 4604)

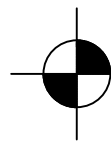
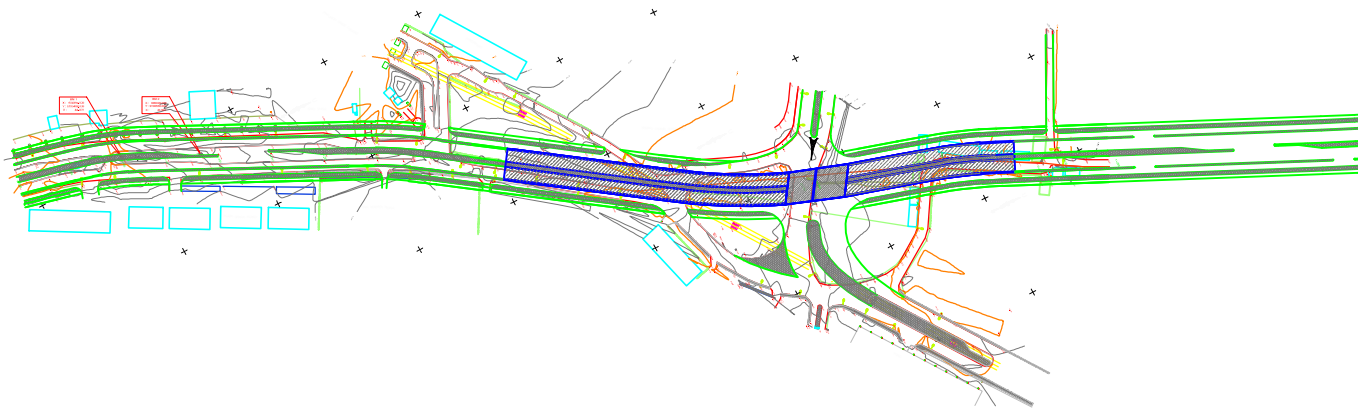
Section	Dimension			Sectional Area	Unit Weight		Moment of Inertia		Modulus of Section	
	W	H	T		Per Pile	Per Pile	Per Wall Width	Per Pile	Per Wall Width	Per Pile
	mm	mm	mm	cm²	Kg/m	Kg/m²	cm⁴	cm⁴/m	cm³	cm³/m
KWSP-II	400	100	10.5	61.2	48.0	120	1,240	8,740	152	874
KWSP-III	400	125	13.0	76.4	60.0	150	2,220	16,800	223	1,340
KWSP-III _A (E)	400	150	13.1	74.4	58.4	146	2,790	22,800	250	1,520
KWSP-III _A (D)	400	150	13.0	76.4	60.0	150	3,060	22,600	278	1,510
KWSP-IV	400	170	15.5	96.9	76.1	190	4,670	38,600	362	2,270
KWSP-VL	500	200	24.3	133.8	105.0	210	7,960	63,000	520	3,150

Box-Type Sections

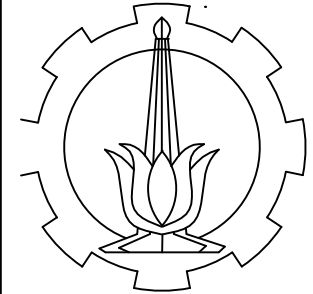
Member Sections	All-Box Type
Alternate-Box Type	Alternate Double-Box Type

Member Sections

Section Number		Dimension		Sectional Area cm ²	Moment of Inertia cm ⁴	Modulus of Section cm ³
	B	W mm	H mm			
KWSP-II	KWSP-II	400	244	122.4	10,600	869
KWSP-III	KWSP-III	400	297	152.8	19,600	1,320
KWSP-III _A (E)	KWSP-III _A (E)	400	340	148.8	24,300	1,430
KWSP-III _A (D)	KWSP-III _A (D)	400	344	152.8	24,800	1,440
KWSP-IV	KWSP-IV	400	387	194.0	41,600	2,150
KWSP-VL	KWSP-VL	500	445	267.6	80,500	3,620



EKSISTING RENCANA UNDERPASS PTC



JUDUL TUGAS

GAMBAR PERENCANAAN
UNDERPASS PTC

DOSEN PEMBIMBING

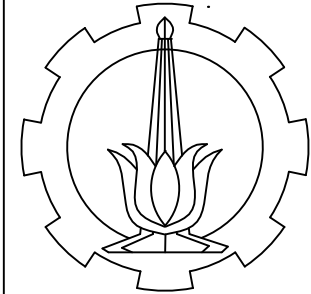
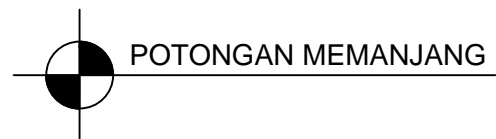
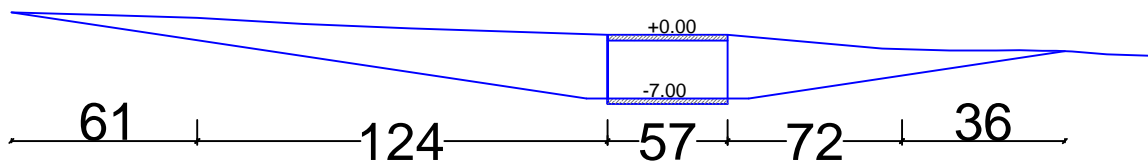
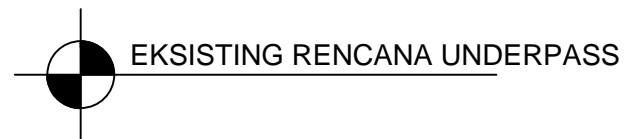
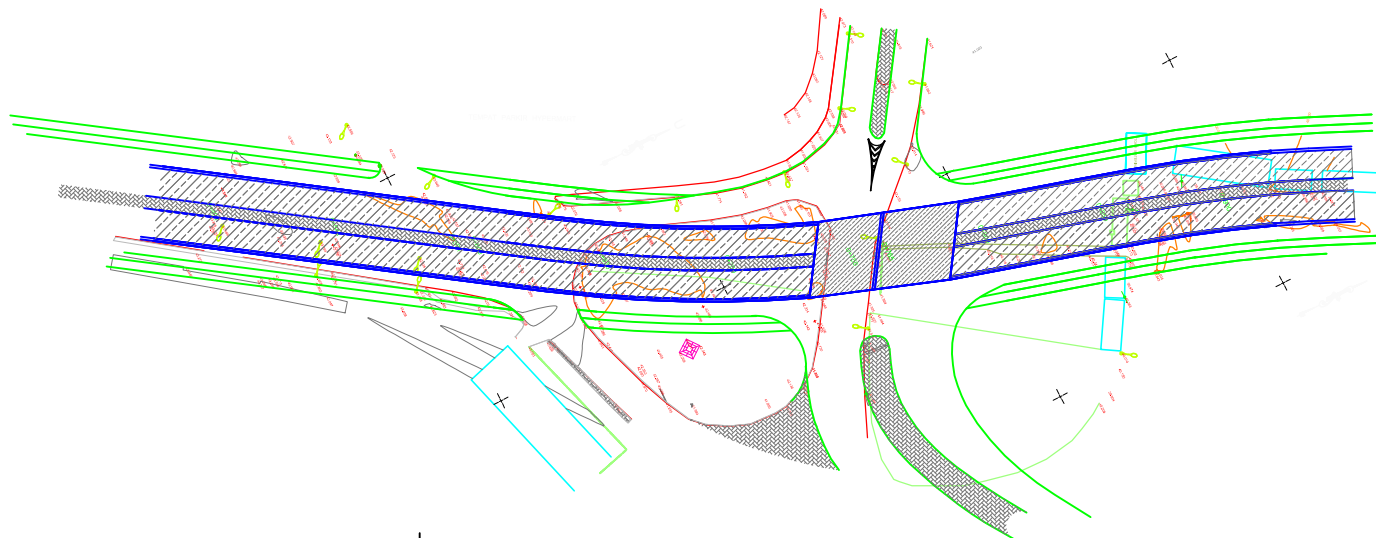
Ir. SUWARNO ,M Eng.
MUSTA'IN ARIEF ,ST,MT.

MAHASISWA

RONALD ADI SAPUTRO SUSILO
3110100027

GAMBAR

EKSISTING RENCANA
UNDERPASS PTC



JUDUL TUGAS

GAMBAR PERENCANAAN
UNDERPASS PTC

DOSEN PEMBIMBING

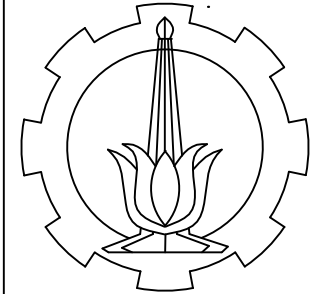
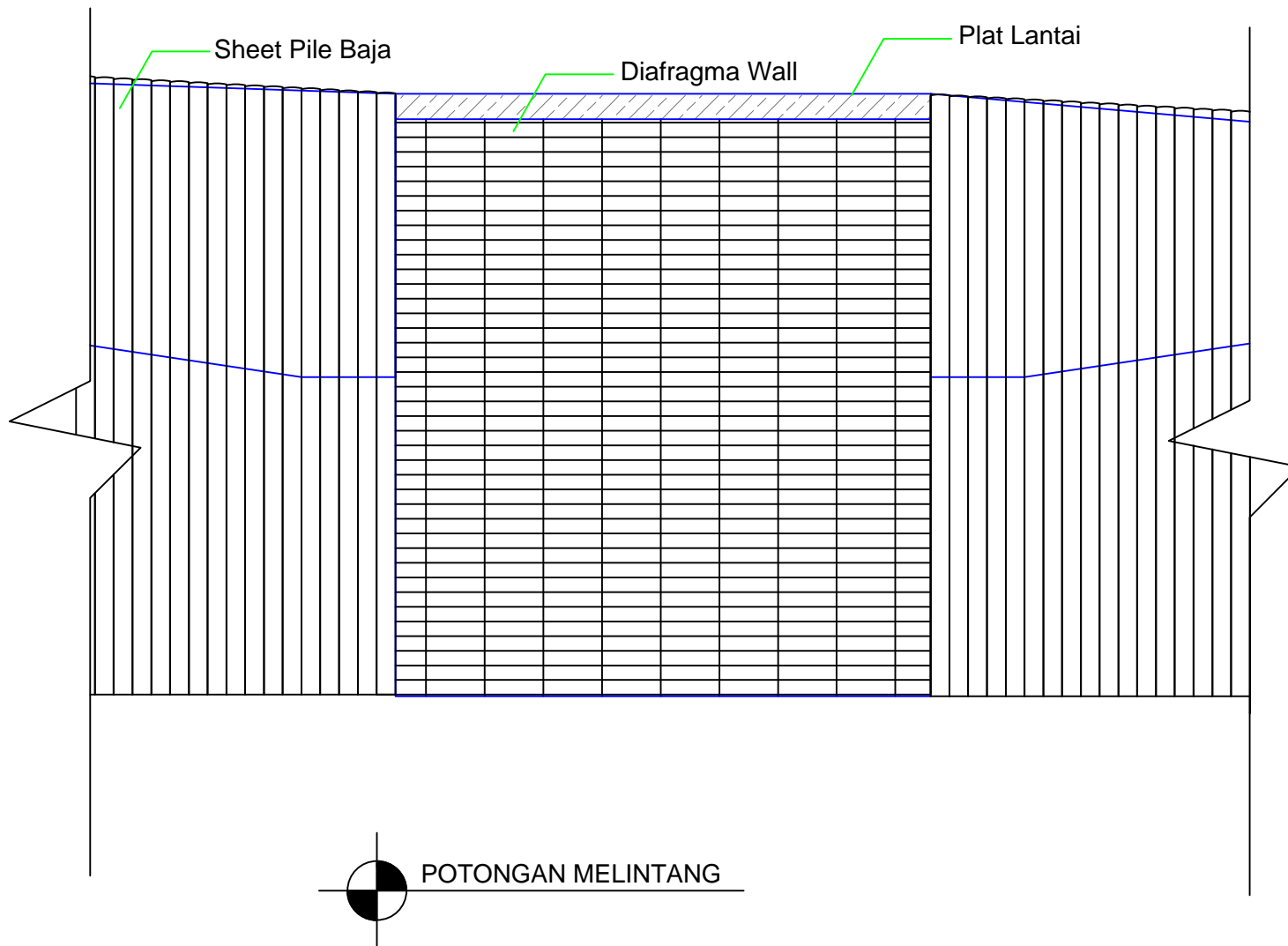
Ir. SUWARNO ,M Eng.
MUSTA'IN ARIEF ,ST,MT.

MAHASISWA

RONALD ADI SAPUTRO SUSILO
3110100027

GAMBAR

EKSISTING RENCANA
POTONGAN MEMANJANG



JUDUL TUGAS

GAMBAR PERENCANAAN
UNDERPASS PTC

DOSEN PEMBIMBING

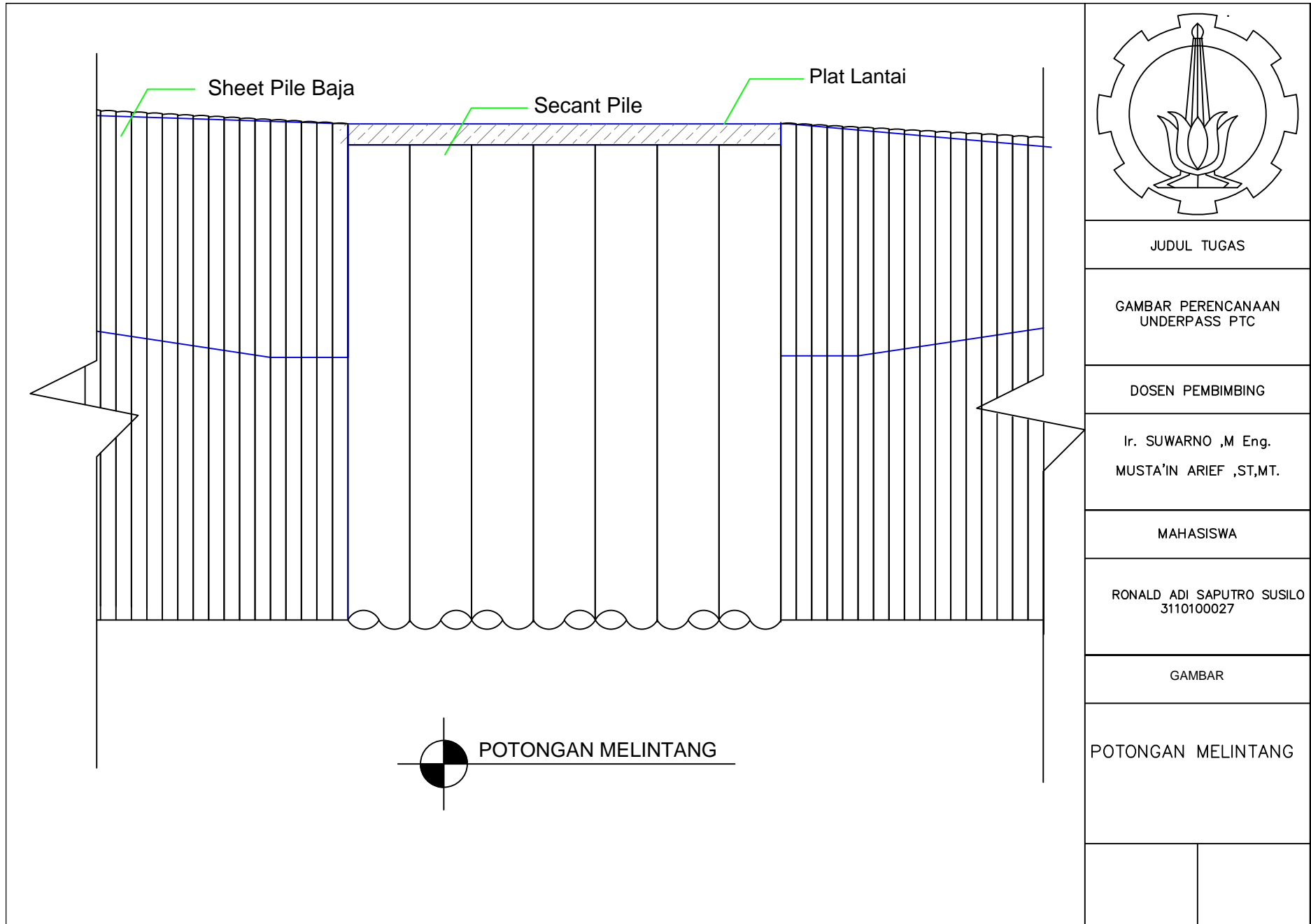
Ir. SUWARNO ,M Eng.
MUSTA'IN ARIEF ,ST,MT.

MAHASISWA

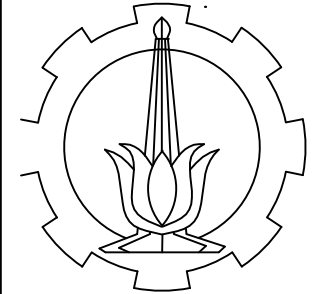
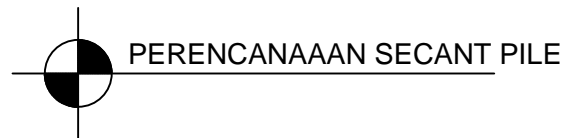
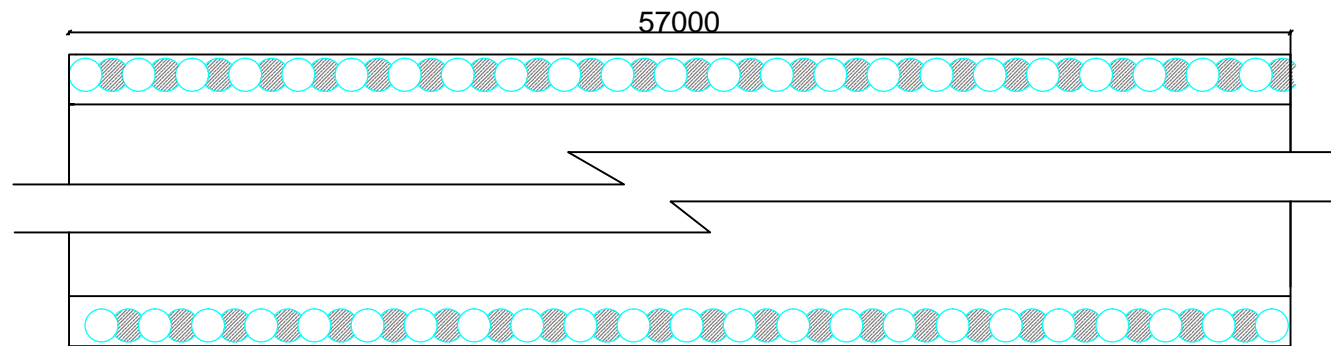
RONALD ADI SAPUTRO SUSILO
3110100027

GAMBAR

POTONGAN MELINTANG



JUDUL TUGAS	
GAMBAR PERENCANAAN UNDERPASS PTC	
DOSEN PEMBIMBING	
Ir. SUWARNO ,M Eng. MUSTA'IN ARIEF ,ST,MT.	
MAHASISWA	
RONALD ADI SAPUTRO SUSILO 3110100027	
GAMBAR	
POTONGAN MELINTANG	



JUDUL TUGAS

GAMBAR PERENCANAAN
UNDERPASS PTC

DOSEN PEMBIMBING

Ir. SUWARNO ,M Eng.
MUSTA'IN ARIEF ,ST,MT.

MAHASISWA

RONALD ADI SAPUTRO SUSILO
3110100027

GAMBAR

PERENCANAAN
SECANT PILE